WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
I 26
L. inw. .....

öschen

nlagen

Von

Dr.-Ing. Felix Bundschu

I

Allgemeines und Stauwerke

Mit 67 Abbildungen

665

L2 17 43 1

Hochbau

ig Göschen

d geb. RM. 1.62

haftlich zusammengehöriger

: 10 Exemplare RM. 14.40;

nplare RM. 63.—

Allgemeine Grundlagen.

Geologie. Von Dr. Edgar Dacqué. 2 Bände . . . . . Nr. 13, 846
Mineralogie. Von Prof. Dr. R. Brauns . . . . . Nr. 29
Petrographie. Von Prof. Dr. W. Bruhns. Neubearbeitet von Prof. Dr. P. Ramdohr . . . . . Nr. 173
Praktisches Zahlenrechnen. Von Prof. Dr.-Ing. P. Werkmeister . . . . . Nr. 405
Technische Tabellen und Formeln. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller . . . . . Nr. 579
Statische Berechnung des Bautechnikers. Von Dipl.-Ing. Walter Seickmann. 2 Bände . . . . . Nr. 784, 785
Statik. I. Die Grundlehren der Statik starrer Körper. Von Priv.-Doz. Dr. Ferd. Schleicher . . . . . Nr. 178
II. Angewandte Statik. Von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber . Nr. 179
Graphische Statik mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien. Von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bände . Nr. 603, 695
Festigkeitslehre. Von Prof. W. Hauber . . . . . Nr. 288
Aufgabensammlung zur Festigkeitslehre mit Lösungen. Von Dipl.-Ing. R. Haren. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. J. Furtmayr . . . . . Nr. 491
Hydraulik. Von Prof. W. Hauber . . . . . Nr. 397
Kinematik. Von Dipl.-Ing. Hans Polster . . . . . Nr. 584
Getriebelehre. Von Dipl.-Ing. P. Grodzinski. 2 Bde. Nr. 1061, 1062
Dynamik. Von Dr. Wilhelm Müller. 2 Bände . . . . Nr. 902, 903
Technische Schwingungslehre. Von Dr.-Ing. L. Zipperer. 2 Bände . . . . . Nr. 953, 951
Elastizitätslehre für Ingenieure. Von Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin. 2 Bände . . . . . Nr. 519, 957
Die Baumaschinen. Von Ing. Joh. Körting. . . . . Nr. 702
Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik. Von Prof. Dr. M. Pirani und Dr. I. Runge . . . . . Nr. 728
Schattenkonstruktionen. Von Prof. J. Vonderlinn . . . Nr. 236
Parallelperspektive. Rechtwinklige und schiefwinklige Axonometrie. Von Prof. J. Vonderlinn . . . . . Nr. 260
Zentral-P
beitet vo . Nr. 57
Darstelle
4 Bände. , 144, 1063
Die Baust 6, 853, 854
Geodäsie f.
Dr. G. F . Nr. 102

Biblioteka Politechniki Krakowskiej
100000298000

Vermessungskunde. Von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister. 3 Bände . . . . . Nr. 468, 469, 862
Die Baustoffe des Beton- und Eisenbetonbaus. Von Prof. Otto Graf . . . . . Nr. 984
Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des Betons. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel . . . . . Nr. 978
Materialprüfungswesen. Einführung in die moderne Technik der Materialprüfung. Von Prof. Dipl.-Ing. K. Memmler. 3 Bände . . . . . Nr. 311, 312, 1029
Nomographie des Bauingenieurs. Von Prof. Dr.-Ing. Max Mayer . . . . . Nr. 959

Ingenieurbau.

Die Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Prof. E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche . . . . . Nr. 750
Die Baumaschinen. Von Ing. Joh. Körting . . . . . Nr. 702
Der Grundbau. I. Der Baugrund und die Baugrube. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. Joachim Schultze . . . . . Nr. 990
Erdbau. Von Reg.-Baumeister Erwin Link . . . . . Nr. 630
Erddruck, Futter- und Stützmauern. Von Dr.-Ing. F. Kann . . . . . Nr. 1011
Landstraßenbau. Von Obering. A. Liebmann . . . . . Nr. 598
Betonstraßenbau. Von Dr.-Ing. W. Petry . . . . . Nr. 976
Die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbahnbaues. Von Dipl.-Ing. Alfred Birk . . . . . Nr. 553
Die Linienführung der Eisenbahnen. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. H. Wegele . . . . . Nr. 623
Bahnhofsanlagen. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. H. Wegele. 2 Bände . . . . . Nr. 989, 1036
Straßenbahnen. Von Dipl.-Ing. August Boshart . . . . Nr. 559
Kolonial- und Kleinbahnen. Von Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer. 2 Bände . . . . . Nr. 816, 817
Lehrgerüst- und Schalungsbau. Von Prof. Dr.-Ing. A. Troche . . . . . Nr. 1053
Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues. Von Dr.-Ing. K. Schaechterle . . . . . Nr. 687
Gründungen der Brücken. Von Prof. Th. Janssen . Nr. 803
Holzbrücken. Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle . . . . . Nr. 964
Stein- und Betonbrücken. Von Dipl.-Ing. E. Richter . Nr. 997
Eisenbetonbrücken. Von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle . . Nr. 627
Eiserne Balkenbrücken. Von Prof. Dr. J. Melan . . . Nr. 977
Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde. Von Dr.-Ing. R. Drenkhahn . . . . . Nr. 960
Wehr- und Stauanlagen. Von Baurat Dr.-Ing. Paul Böß Nr. 965
Flußbau. Von Reg.-Baumeister Otto Rappold . . . . . Nr. 597
Kanal- und Schleusenbau. Von Regierungsbaumeister Otto Rappold . . . . . Nr. 585
Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. Felix Bundschu. 2 Bände . . . . . Nr. 665, 666
Talsperren. Von Dr.-Ing. N. Kelen . . . . . Nr. 1044
See- und Hafenbau. Von Regierungsbaumeister a. D. Franz Franzius und Marinebaurat z. D. Karl Bökemann Nr. 962
Meliorationen. Von Baurat Otto Fauser. 2 Bände . Nr. 691, 692

1/20 - 1/2

Wasserversorgung der Ortschaften. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch . . . . . Nr. 5
Entwässerung und Reinigung der Gebäude mit Einschluß der Abortanlagen. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab . Nr. 822
Gas- und Wasserversorgung der Gebäude. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab . . . . . Nr. 412
Blitzschutz der Gebäude. Von Baurat H. Klaiber . . Nr. 982
Der Feuerschutz der Bauwerke. Von Dr.-Ing. H. Silomon Nr. 998

Hochbau.

Die Kostenberechnung im Ingenieurbau. Von Prof. E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche . . . . . Nr. 750
Maurer- und Steinhauerarbeiten. Von Prof. Dipl.-Ing. W. Becker.
II. Gewölbe und Gurtbogen. Steinerne Fußböden und Treppen . . . . . Nr. 420
III. Fußböden. Putz- und Stuckarbeiten. Wandbekleidungen und Steingesimse . . . . . Nr. 421
Schlosserarbeiten. Von Prof. E. Viehweger. 2 Bände Nr. 761, 762
Zimmerarbeiten. Von Prof. Carl Opitz. 2 Bände . Nr. 489, 490
Tischler- (Schreiner-) Arbeiten. Von Prof. E. Viehweger und Architekt M. Massalski. 3 Bände . . Nr. 502, 503, 755
Heizung und Lüftung. Von Ing. Joh. Körting. 2 Bde. Nr. 342, 343
Gas- und Wasserversorgung der Gebäude. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab . . . . . Nr. 412
Entwässerung und Reinigung der Gebäude. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab . . . . . Nr. 822
Eisenkonstruktionen im Hochbau. Von Ing. Georg Janetzki . . . . . Nr. 322
Der Eisenbetonbau. Von Regierungsbaumeister K. Rößle. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. O. Henkel . . . . . Nr. 349
Bauführung im Hochbau. Von Architekt B. D. A. Emil Beutinger . . . . . Nr. 399
Blitzschutz der Gebäude. Von Baurat H. Klaiber . . Nr. 982
Der Feuerschutz der Bauwerke. Von Baurat Dr.-Ing. H. Silomon . . . . . Nr. 998
Wohnhäuser. Von Regierungsbaumeister Kurt Gabriel. 2 Bände . . . . . Nr. 839, 840
Gasthäuser u. Hotels. Von Architekt M. Wöhler. 2 Bde. Nr. 525, 526
Geschäfts- und Warenhäuser. Von Baurat H. Schliepmann. 2 Bände . . . . . Nr. 655, 656
Industrielle und gewerbliche Bauten (Speicher, Lagerhäuser und Fabriken). Von Architekt Heinrich Salzmann. 3 Bände . . . . . Nr. 511, 512, 513
Ländliche Bauten. Von Baurat Ernst Kühn. 3 Bände . . . . . Nr. 758, 759, 760
Militärische Bauten I. Von Reg.-Baumeister R. Lang Nr. 626
Die Baukunst des Schulhauses. Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Vetterlein. 2 Bände . . . . . Nr. 443, 444
Märkte und Markthallen für Lebensmittel. Von Städt. Baurat Richard Schachner. 2 Bände . . . . . Nr. 719, 720
Öffentliche Bade- und Schwimmanstalten. Von Geh. Baurat Dr. Carl Wolff . . . . . Nr. 380
Sportanlagen I. Von Prof. Dr.-Ing. E. Schmitt . . . . . Nr. 684

Sammlung Göschen

Wasserkraftanlagen

Von

Dr.-Ing. Felix Bundschu
in Düsseldorf

I

Allgemeines und Stauwerke

Mit 67 Abbildungen

Technische Hochschule Berlin
Lehrstuhl für
Elektrizitätswirtschaft

Berlin und Leipzig
Walter de Gruyter & Co.
vormals G. J. Göschen'sche Verlagshandlung · J. Guttentag, Verlagsbuchhandlung · Georg Reimer · Karl J. Trübner · Veit & Comp.
1929

1-301272

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,
von der Verlagshandlung vorbehalten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW
Akc. Nr. 141

Druck von Walter de Gruyter & Co., Berlin W 10

BPK-B-569/2016

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Literaturverzeichnis 4

Allgemeines:

Schema einer Wasserkraftanlage, Ausführungsarten, Leistung 7

Einige Beispiele ausgeführter Anlagen:

Übersicht über die deutschen Großwasserkraftanlagen, Shannonwerk, Ryburg-Schwörstadt, Kachlet, Murg-Schwarzenbach, Eguzon, Hengstey 13

Krafthaus.

Raumeinteilung; Belichtung, Heizung, Lüftung; Schalt-, Transformatoren- und Nebenräume 34

Wehre.

Feste Wehre 41

Schützenwehre 42

Walzenwehre 51

Klappen-, Segment-, Sektorwehre 53

Notverschlüsse: Dammbalken- u. Nadelwehre 57

Fischpässe 58

Floßgassen 58

Talsperren.

Schwergewichtsmauer, Gewölbemauer, Reihengewölbemauer, Erddamm, Steinbrockendamm 58

Berechnung und Konstruktion von Stauwerken.

Statische Berechnung der Stauwerke 67

Hydraulische Berechnung der Stauwerke:

Hydrostatisches 70

Überströmen und Überfall (Wehrformeln) 72

Ausfluß 80

Energieverzehrung (Tosbecken) 81

Konstruktive Ausbildung der Stauwerke 84

Schlagwortverzeichnis 95

Herrn Professor Dr. Adolf Ludin, der mich bei der Bearbeitung der vorliegenden beiden Bände durch Zugänglichmachung seines Archivs und Vorlesungsmanuskriptes unterstützte, spreche ich meinen verbindlichsten Dank aus. Ebenso danke ich allen Firmen und Fachgenossen, die mir Material für die vorliegenden Büchlein zukommen ließen.

Literaturverzeichnis.

Sammlung Göschen.
Nr. 541, 542. Treiber-Holl: Die Wasserturbinen.
Nr. 196, 197, 198, 657. Hermann: Elektrotechnik.
Nr. 995. Fischer: Elektrizitätswirtschaft.
Nr. 224, 225, 474. Barth: Die zweckmäßigste Betriebskraft.
Nr. 960. Drenkhahn: Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde.
Nr. 468, 469, 862. Werkmeister: Vermessungskunde.
Nr. 630. Link: Erdbau.
Nr. 965. Böss: Wehr- und Stauanlagen.
— — Kelen: Talsperren (in Vorbereitung).

Ludin: Die Wasserkräfte. 2 Bde. Berlin: Springer 1913.
„ Wasserkraftanlagen. Berlin: Springer (in Vorbereitung).
„ Die nordischen Wasserkräfte. Berlin: Springer 1929.

Ludin-Waffenschmidt: Über Wertberechnung von Wasserkräften. Mitteil. des deutschen Wasserwirtsch.- und Wasserkraft-Verbandes 1925. Nr. 3. Berlin-Halensee.

Rehbock, Hilgard, Gerhard: Wehre und Fischwege. Handb. d. Ingenieur-Wissensch. III. Teil. 2. Bd. 1. Abt. Leipzig-Berlin: Engelmann.

Kelen: Die Staumauern. Berlin: Springer 1926.

Vogt: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart: Ferd. Enke 1923.

Streck: Das Wasserschloß bei Hochdruckspeicheranlagen. 1929.

Randzio: Stollenbau. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1927.

Walch: Die Druckstollen. Berlin: Springer 1926.

Bundschu: Druckrohrleitungen. 2. Aufl. Berlin: Springer 1929.
„ Angewandte Hydraulik. Berlin: Springer 1929.

Schoklitsch: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien: Springer 1926.

Forchheimer: Wasserschwall und Wassersunk. Wien-Leipzig: Deutike.

Feifel: Über die veränderliche, nicht stationäre Strömung in offenen Gewässern, insbesondere über Schwingungen in Turbinentriebkanälen. Forschungsarbeiten. Berlin: V. D. I.-Verlag.
Streck: Aufgaben aus dem Wasserbau. Berlin: Springer 1924.
Drenkhahn: Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftwerken in Südwestdeutschland. Berlin: V. D. I.-Verlag 1926.
Wilser: Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Berlin: Springer 1925.
Wiener: Das badische Wasserrecht. Karlsruhe: Braun.
Holtz: Das preußische Wassergesetz. Berlin: Heymann.
Gruenewaldt: Elemente der Wirtschaftlichkeitsberechnung von Wasserkraftanlagen. Karlsruhe und Leipzig: Gutsch.
Wasserkraft-Jahrbuch: München: Richard Pflaum.

Zeitschriften.

Wasserkraft und Wasserwirtschaft. Zeitschrift des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes. München und Berlin: Oldenbourg.
Deutsche Wasserwirtschaft. Berlin-Charlottenburg: Rom-Verlag.
Bauingenieur: Berlin: Julius Springer.
VDI.-Zeitschrift. Berlin: V. D. I.-Verlag.
Die Wasserwirtschaft. Wien.
Schweizer Bauzeitung. Zürich: Jegher.
Engineering News Record. Neu-York.

Allgemeines.

Alles zu Tal fließende Wasser leistet, wie jeder fallende Körper, eine gewisse Arbeit. Die ältesten Anlagen zur Ausnutzung dieser Arbeit sind die Wassermühlen, die seit zwei Jahrtausenden in Anwendung sind. Vor mehr als hundert Jahren wurden die Wasserturbinen erfunden, aber erst am Ende des vorigen Jahrhunderts begann eine planmäßige und wirtschaftliche Ausnutzung der Wasserkräfte. Die notwendige Voraussetzung dafür bildete der Fortschritt der Elektrotechnik, insbesondere die Möglichkeit der Fernleitung elektrischen Stromes. Es war eine Großtat der deutschen Technik, als 1891 auf der Ausstellung in Frankfurt a. M. Elektromotoren mit Strom aus den 175 km entfernten Stromschnellen des Neckars bei Lauffen angetrieben wurden. Jetzt werden Fernleitungen bis zu 380 000 Volt Spannung gebaut. Vielleicht gelingt auch noch die drahtlose Fernleitung elektrischer Kraft.

Die gesamte auf der Erde vorhandene Wasserkraft wird auf eine Leistung von 1100 Millionen kW mit einer Jahresarbeit von 4 Billionen kWh geschätzt [1]).

Im natürlichen Wasserlauf verzehrt sich die Arbeit des zu Tal fließenden Wassers in Wirbeln und Walzen, Geschiebetransport, Geschiebeabrieb, Kolkungen, Uferabbrüchen und ähnlichem. Es ist nun Aufgabe der Ingenieurkunst, die natürliche Energieverzehrung einzuschränken und dadurch Maschinenarbeit frei zu bekommen. Dies kann erreicht werden

---

[1]) van Heys. Wasserkraft und Wasserwirtschaft auf der Weltkraftkonferenz 1926 in Basel. Deutsche Wasserwirtschaft 1927, Nr. 4, S. 96.

durch „Aufstau“ oder „Umleitung“ des natürlichen Wasserlaufes. Beim Aufstau wird durch ein Stauwerk im Wasserlauf der Zulaufquerschnitt vergrößert und dadurch die Zulaufgeschwindigkeit verringert, was gleichbedeutend mit Ersparnis an Fallhöhenverlust ist. Bei der Umleitung wird diese Ersparnis dadurch erzielt, daß in dem künstlichen Umleitungsgerinne infolge seines gleichmäßigeren Profils und seiner unter Umständen durch Abschneiden von Flußkrümmungen verkürzten Leitungslänge geringere Fallhöhenverluste auftreten.

Schema einer Wasserkraft-Anlage.

In Abb. 1 ist das Schema einer Wasserkraftanlage [1]) gegeben. Die gesamte von einer Wasserkraftanlage in Anspruch genommene Strecke eines Gewässers nennt man die „Ausbaustrecke“. Die Ausbaustrecke umfaßt:

1) die „Staustrecke“ gleich derjenigen Strecke, über welche sich die Staukurve des Stauwerkes erstreckt.

2) die „Umleitungsstrecke“ von der Wasserfassung bis zur Wasserrückgabestelle. Meistens fällt die Wasserrückgabestelle auch mit dem Ende der Ausbaustrecke zusammen. Manchmal wird aber noch weitere Fallhöhe dadurch gewonnen, daß der Wasserspiegel im Flußlauf durch Ausbaggern oder Korrektion gesenkt wird. Die entsprechende Flußstrecke heißt:

3) die „Senkungsstrecke“.

Die Umleitungsstrecke zerfällt in:

a) die „Zuleitung“ von der Wasserfassung bis zum Wasserschloß. Die Zuleitung ist entweder ein Kanal (dann meist „Oberwasserkanal“ genannt), ein Stollen oder eine Rohrleitung.

b) die „Turbinenleitung“ (Rohrleitung oder Druckschacht) vom Wasserschloß bis zum Krafthaus.

---

[1]) Im wesentlichen nach Vorschlägen von Prof. Dr. Ludin.

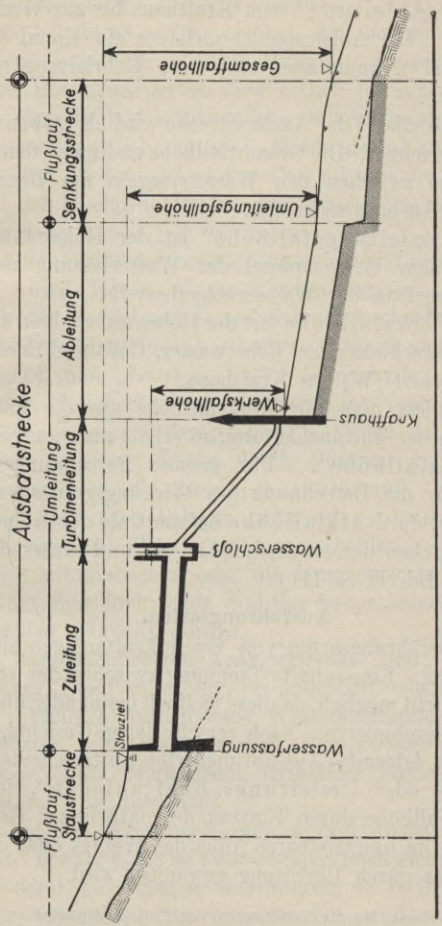


Abb. 1. Schema einer Wasserkraftanlage. Nach Professor Dr. Ludin.

c) die „Ableitung“ vom Krafthaus bis zur Wasserrückgabestelle. Die Ableitung ist meistens ein Kanal („Unterwasserkanal“), kann aber auch eine Rohrleitung oder ein Stollen sein.

Die Fallhöhe [1]) der Ausbaustrecke wird als „Gesamtfallhöhe“ bezeichnet. Die Gesamtfallhöhe stellt also den Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln am Beginn und Ende der Ausbaustrecke dar.

Die „Umleitungsfallhöhe“ ist der Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel der Wasserfassung und dem Wasserspiegel an der Wasserrückgabestelle.

Die „Werksfallhöhe“ ist der Höhenunterschied zwischen dem Wasserschloßspiegel (Oberwasser, OW) und dem Unterwasserspiegel (UW) am Krafthaus.

Vermindert man die Werksfallhöhe um die Fallhöhenverluste in der Turbinenleitung, so erhält man „angenähert“ die „Nutzfallhöhe“. Für genaue Berechnungen, zum Beispiel für die Berechnung des Wirkungsgrades von Turbinen, wird die Nutzfallhöhe definiert als der Höhenunterschied zwischen der Energielinie vor und hinter der Turbine (vgl. Bd. II S. 111).

Ausführungsarten.

Die Ausführungsarten von Wasserkraftanlagen sind sehr mannigfaltig. Eine scharfe Trennung zwischen den einzelnen Arten ist nicht möglich, da diese vielfach ineinander übergehen oder sich kombinieren. Nach verschiedenen Gesichtspunkten kann man folgende Ausführungsarten unterscheiden:

„Stau- oder Umleitungs-Kraftanlagen“, je nachdem die Fallhöhe durch Einstau des natürlichen Gewässers (Kraftwerk in unmittelbarer Nähe des Wehres oder der Talsperre) oder durch Umleitung gewonnen wird.

---

[1]) In Anlehnung an die Vorlesungen von Prof. Ludin wird an Stelle des seither üblichen Wortes Gefälle Fallhöhe gesetzt, um den Begriff „Gefälle“ frei zu bekommen für „Fallhöhe/Längeneinheit“.

„Nieder- oder Hochdruckwerke“. Niederdruckwerke sind dadurch gekennzeichnet, daß bei ihnen Wasserschloß und Krafthaus in einem Bauwerk vereinigt sind, wogegen bei Hochdruckwerken diese örtlich getrennt und durch die Turbinenleitung miteinander verbunden sind. Eine Zwischenstellung nehmen die „Mitteldruckwerke“ ein, die mit den Niederdruckwerken den allgemeinen Charakter und mit den Hochdruckwerken das örtlich getrennte Wasserschloß gemein haben.

Nach der Größe der Leistung unterscheidet man „Groß-, Mittel- und Klein-Wasserkraftanlagen“.

Nach der Betriebsart lassen sich unterscheiden Anlagen „mit oder ohne Speicherung“. Anlagen ohne Speicherung nennt man „Laufwerke“. Je nach dem Fassungsraum des Speicherbeckens unterscheidet man „Tages-, Wochen- oder Jahresspeicher“. Wird das Speicherbecken zu gewissen Zeiten durch Pumpen aufgefüllt, so spricht man von „Pumpspeicheranlagen“.

Ferner kann man Anlagen „mit oder ohne ständige Bedienung und Wartung“ unterscheiden. Hierher gehören die automatischen oder die ferngesteuerten Anlagen. Neuerdings sind auch schon drahtlos ferngesteuerte Anlagen in Vorschlag gebracht worden.

Die hauptsächlichsten **Ausbauzwecke** sind: Überlandversorgung, Stadtversorgung, Bahnbetrieb, chemische Industrie. Vielfach werden auch Wasserkraftanlagen im Zusammenhang mit Wasserstraßen, Trinkwasserversorgung, Hochwasserschutz, Melioration, Irrigation, Fischereianlagen, Flußklärung u. a. ausgebaut.

Zum Schluß seien noch die „Gezeitenwasserkraftanlagen“ erwähnt. Es ist zwar bis jetzt noch nicht gelungen, größere derartige Anlagen auszuführen, es bleibt aber der Zukunft vorbehalten, die ungeheueren, in der Ebbe und Flut liegenden Kräfte nutzbar zu machen.

Als **Maßeinheiten** verwendet man im Wasserbau am besten

m, t, sek

und deren Abgeleitete, z. B. m, m^2, m^3, m/sek, m^3/sek, t, t/m^2, t/m^3, mt, mt/sek. Das Raumeinheitsgewicht des Wassers ergibt sich dann zu $\gamma = 1$ t/m^3.

Die Leistung einer Wasserkraftanlage.

Die beiden Konstituenten einer Wasserkraft sind „Wassermenge" und „Fallhöhe". Das Produkt aus beiden ergibt die „Leistung".

Bezeichnet man mit Q die Wassermenge und mit H_n die Nutzfallhöhe, so ergibt sich die „ideelle Leistung" zu

$$N_i = Q \cdot H_n \tag{1}$$

N_i = ideelle Leistung an der Turbinenwelle in mt/sek
Q = Wassermenge in m^3/sek = t/sek
H_n = Nutzfallhöhe in m

Ein Teil dieser Energie geht aber in der Turbine selbst verloren, so daß die „Nutzleistung" der Turbine immer geringer als die „ideelle Leistung" ist. Das Verhältnis von Nutzleistung zu ideeller Leistung nennt man „Wirkungsgrad der Turbine". Es ist also:

$$\eta = \frac{N}{N_i}. \tag{2}$$

Man erhält demnach:

$$N = \eta \cdot Q \cdot H_n \tag{3}$$

N = Nutzleistung an der Turbinenwelle in mt/sek
η = Turbinenwirkungsgrad (unbenannte Zahl)
Q = Wassermenge in m^3/sek = t/sek
H_n = Nutzfallhöhe in m

Leider ist es nun im Turbinenbau allgemein üblich, an Stelle von mt/sek als Leistungseinheit die Pferdestärke (PS) zu verwenden. Es ist

$$1 \text{ mt/sek} = \frac{1000}{75} \text{ PS.}$$

Dementsprechend erhält man mit Gl. (3):

$$\boxed{N = \frac{1000 \cdot \eta \cdot Q \cdot H_n}{75}} \qquad (4)$$

N = Nutzleistung an der Turbinenwelle in PS
η = Turbinenwirkungsgrad (unbenannte Zahl)
Q = Wassermenge in m^3/sek = t/sek
H_n = Nutzfallhöhe in m

Zur überschlägigen Berechnung einer Wasserkraft kann man $\eta = 0{,}82$ setzen. Damit geht Gl. (4) über in:

$$\boxed{N = 11 \cdot Q \cdot H_n} \qquad (5)$$

N = Nutzleistung an der Turbinenwelle in PS
Q = Wassermenge in m^3/sek = t/sek
H_n = Nutzfallhöhe in m

Einige Beispiele ausgeführter Anlagen.

Abbildung 2 gibt eine Übersicht über die deutschen Groß-Wasserkraftanlagen[1]). Man erkennt daraus, daß das Verhältnis der Spitzenleistung, d. h. der Leistung, für welche das Kraftwerk ausgebaut ist, zur im Jahr gemittelten Leistung sehr verschieden ist. Beim Walchenseewerk, einem typischen Speicherwerk zur Deckung der Spitzen von Überlandversorgung und Bahnbetrieb beträgt dieses Verhältnis zum Beispiel rd. 6:1, wogegen das Innwerk als typisches Laufwerk für die chemische Industrie nur im Verhältnis 1,6:1 ausgebaut ist.

---

[1]) Ludin: Statistik der deutschen Großwasserkraftanlagen. Jahrbuch der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926. Berlin: VDI-Verlag 1926.

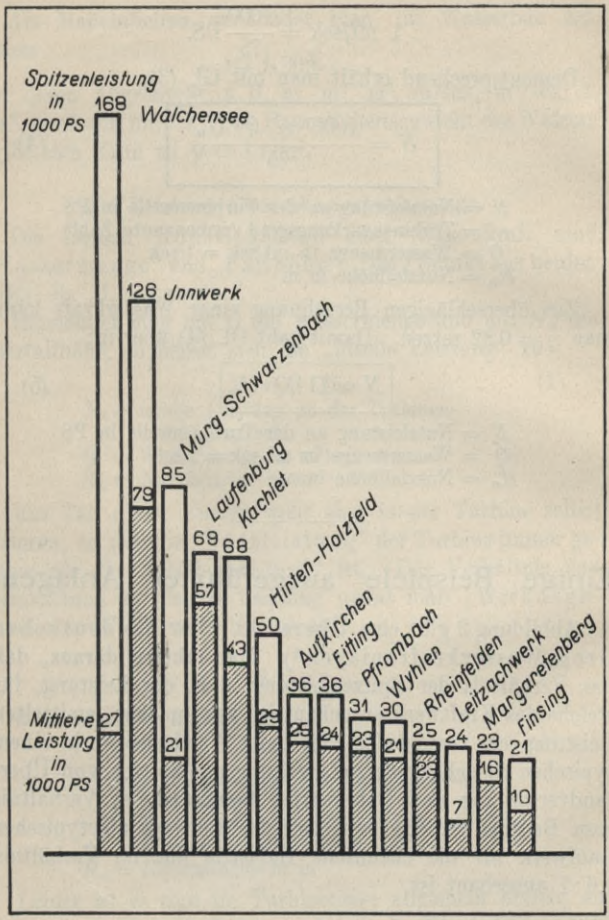


Abb. 2. Die Deutschen Großwasserkraftwerke. Nach Prof. Dr. Ludin. Stand 1926.

Walchensee: Speicherspitzenkraftwerk für Überlandversorgung und Bahnbetrieb.
Innwerk: Laufwerk für chemische Industrie.
Murg-Schwarzenbach: Pumpspeicherspitzenkraftwerk für Überlandversorgung.
Laufenburg (Rhein): Laufwerk für Überlandversorgung und chemische Industrie.
Kachlet (Donau): Laufwerk für Schiffahrt und Überlandversorgung.
Hirten-Holzfeld (Alzwerk): Laufwerk für chemische Industrie.
Aufkirchen (Mittlere Isar): Laufwerk für Überlandversorgung und Bahnbetrieb.
Eitting (Mittlere Isar): Laufwerk für Überlandversorgung und Bahnbetrieb.
Pfrombach (Mittlere Isar): Laufwerk für Überlandversorgung und Bahnbetrieb.
Wylen (Rhein): Laufwerk für Überlandversorgung, Bahnbetrieb und Schiffahrt.
Rheinfelden (Rhein): Laufwerk für Überlandversorgung und chemische Industrie.
Leitzachwerk (Bayern): Speicherkraftwerk für Stadtversorgung.
Margaretenberg (Alzwerk): Laufwerk für chemische Industrie.
Finsing (Mittlere Isar): Laufwerk für Überlandversorgung und Landeskultur.

Im folgenden sollen kurz einige typische neuzeitliche Anlagen beschrieben werden.

Shannonwerk[1]).

Das Shannonwerk, welches zurzeit von den Siemens-Firmen für den irischen Staat erbaut wird, ist eine Großwasserkraftanlage zur Elektrizitätsversorgung Irlands. Es ist eine typische Mitteldruckanlage. Die Fallhöhe wird zum größeren Teil durch „Umleitung", zum kleineren Teil durch „Aufstau" im natürlichen Flußlauf gewonnen. Wie aus Abb. 3 ersichtlich ist, mußten infolge des Aufstaues oberhalb des Wehres bei Parteen Villa längs beiden Flußufern Dämme

[1]) Reichard: Die Großwasserkraftanlage am Shannon. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927. Heft 1 und Zeitschrift der Siemens-Bauunion 1927, Nr. 2 und 7 und 1928 Nr. 5.

aufgeführt werden. Die Wehrlanlage ist S. 90 näher beschrieben. Der Aufstauraum wird zusammen mit den oberhalb gelegenen natürlichen Seen als Speicherbecken benutzt. Die Seen geben zugleich ein willkommenes Absitzbecken für Geschiebe und Schlamm ab. Der 12,6 km lange Oberkanal, der zum Teil ganz in der Auffüllung liegt (Dammhöhe bis 18,0 m), führt das Wasser bei Vollbeaufschlagung und tiefstem Betriebswasserspiegel mit 1,5 m/sek Geschwindigkeit dem Krafthaus zu. Der 1,8 km lange Unterwasserkanal liegt ganz im Felseinschnitt. Abb. 4 und 5 zeigen den Lageplan und den Querschnitt des

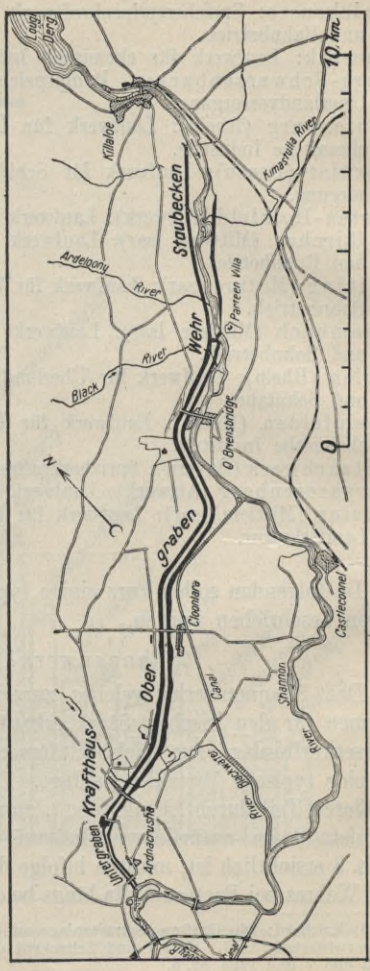


Abb. 3. Lageplan des Shannonkraftwerkes. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

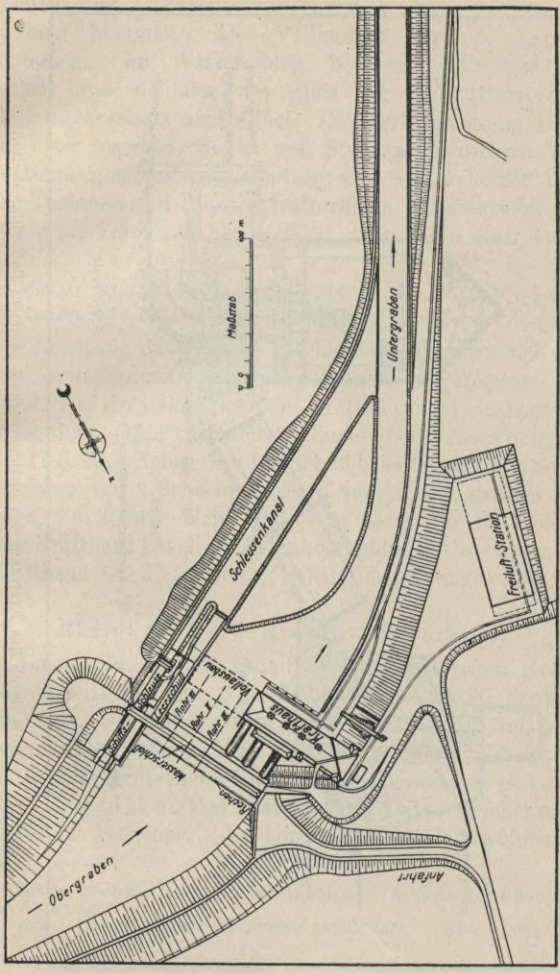


Abb. 4. Lageplan des Shannon-Kraftwerkes. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

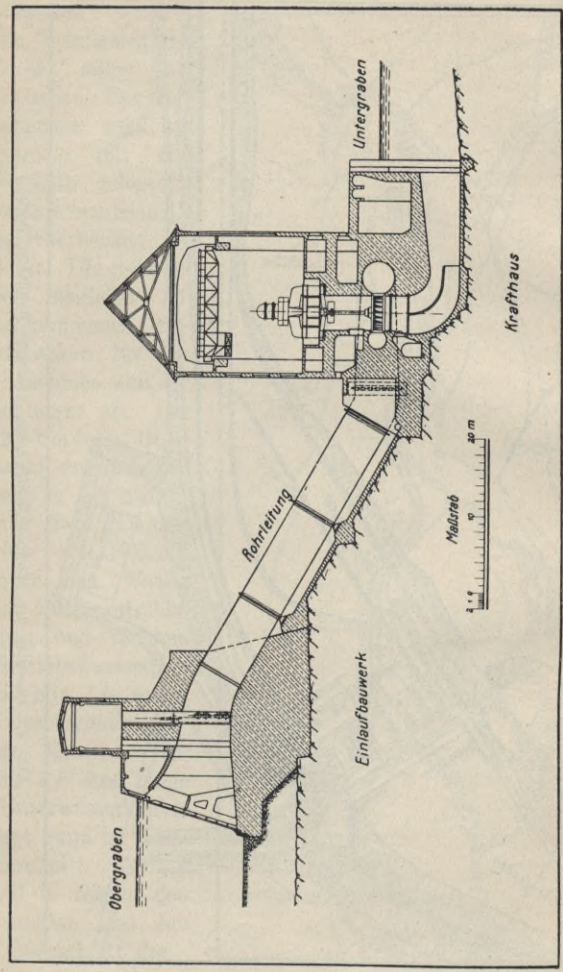


Abb. 5. Schnitt durch das Krafthaus des Shannonwerkes. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

Krafthauses. Zunächst sollen nur 3 Aggregate zur Aufstellung kommen. Der Vollausbau wird 6 Aggregate umfassen. Im Wasserschloß ist ein geräumiger Feinrechen und dahinter am Ende der Einlauftrompete ein Rollabsperrschütz angeordnet. Die Turbinenleitung besteht aus einer eisernen, an Ort und Stelle aus einzelnen Tafeln zusammengenieteten Rohrleitung von 6,00 m lichter Weite. Die Turbinen sind Franzisspiralturbinen mit stehender Welle von J. M. Voith und Escher-Wyss. Die Daten einer Turbine sind:

Im Mittel: $Q = 80{,}9\ m^3/sek$; $H_n = 28{,}5$ m; $N = 27\,150$ PS; $\eta = 0{,}88$.
Im Maxim.: $Q = 102{,}0\ m^3/sek$; $H_n = 33{,}73$ m; $N = 38\,600$ PS; $\eta = 0{,}84$.

Die Ableitung des Wassers geschieht durch einen sich langsam erweiternden Saugschlauch mit eingezogener Leitwand. Auf der linken Seite des Krafthauses ist ein Leerschuß angeordnet. (Eine Beschreibung dieses Leerschusses findet sich Bd. II S. 90.) Neben dem Leerschuß befindet sich eine Schleusenanlage mit 2 Schachtschleusen von je 17 m größter Hubhöhe, 6 m lichter Weite und 38 m Länge für 150 t-Schiffe. Das Krafthaus hat direkten Bahnanschluß. Abseits von dem Krafthaus ist die „Freiluft-Schaltanlage“ angeordnet.

Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt[1]).

Das zurzeit im Bau befindliche Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt (vgl. Abb. 6 und 7) ist ein typisches Niederdruckkraftwerk. Die Fallhöhe wird ausschließlich durch Aufstau gewonnen. Die dortigen steilen Rheinufer erlauben, ohne daß wesentliche Eingriffe in das Ufergelände nötig werden, einen Aufstau von rund 11 m. Das Kraftwerk wird ohne Speicherung als Laufwerk betrieben. Es kommen 4 Kaplanturbinen mit

[1]) Vom Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt. Schweizerische Bauzeitung vom 13. 10. 1928.
Haas: Das Großkraftwerk Ryburg-Schwörstadt. VDI-Zeitschrift 1928. Nr. 3.

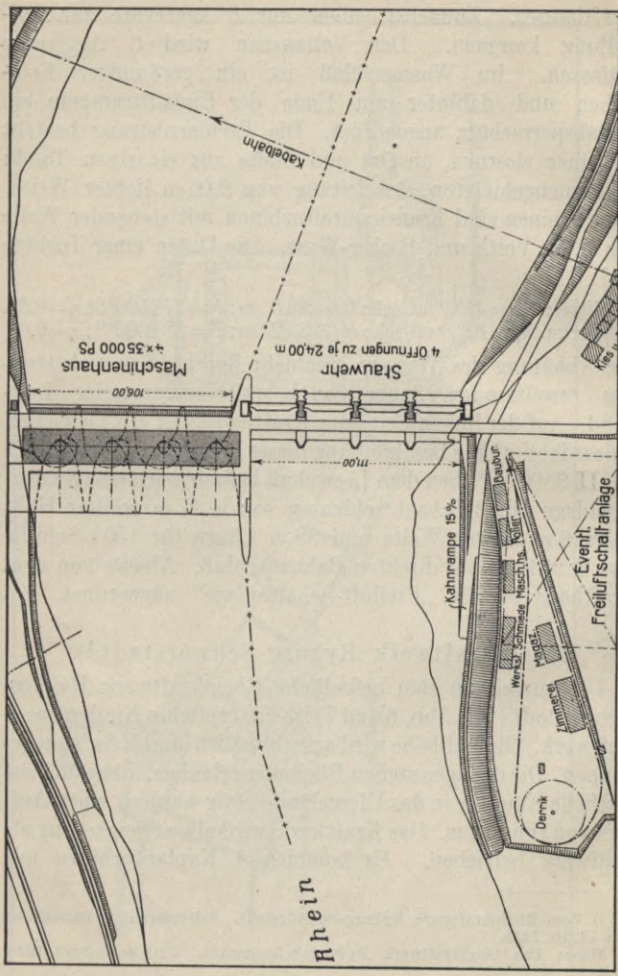


Abb. 6. Lageplan des Rhein-Kraftwerkes Ryburg-Schwörstadt. Maßstab 1 : 4000. (Schweizer Bauzeitung.)

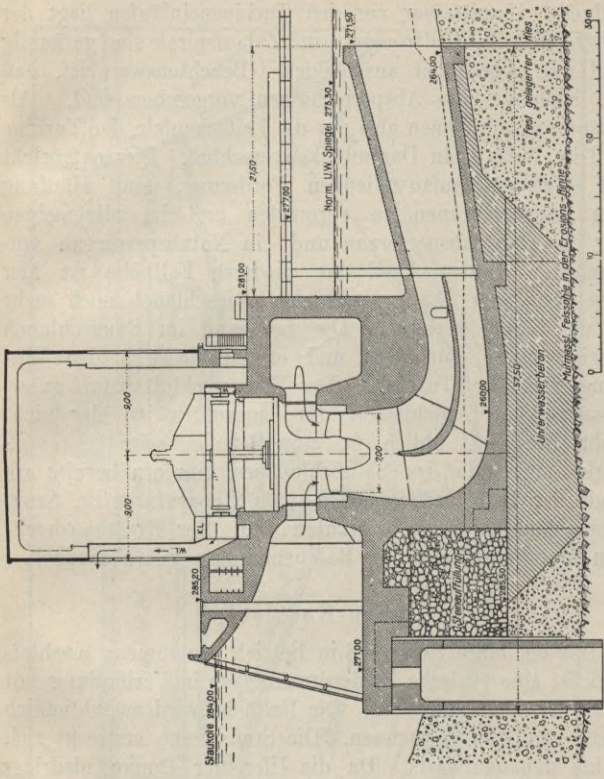


Abb. 7. Schnitt durch das Krafthaus von Ryburg-Schwörstadt. (Schweizer Bauzeitung.)

senkrechter Welle von J. M. Voith und Escher-Wyss zur Aufstellung. Jede Turbine hat eine Schluckfähigkeit von 250 m^3/sek, die bis auf 300 m^3/sek gesteigert werden kann. Es sind dies die größten bis jetzt gebauten Kaplanturbinen. Die maximale Leistung einer Turbine beträgt 35 000 PS. Wehr und Krafthaus sind in einer geradlinigen Achse ange-

ordnet. Unmittelbar vor den Turbineneinläufen liegt der Feinrechen. Einlauftrompete und Zulaufspirale sind geräumig und gut abgerundet ausgebildet. Beachtenswert ist, daß am Einlauf keine Absperrschützen vorgesehen sind. Als Absperrorgane dienen also nur die Leitschaufeln der Turbine und im Notfall ein Dammbalkenverschluß. Dies entspricht der allgemein aufzustellenden Forderung, eine Häufung von Absperrorganen zu vermeiden und im allgemeinen nur ein Hauptabsperrorgan und ein Notabsperrorgan vorzusehen. Entsprechend der niederen Fallhöhe ist hier gegenüber dem Shannonwerk der Saugschlauch noch mehr in die Länge gezogen. Die Leitwand im Saugschlauch verringert die Turbulenz und erhöht dadurch den Wirkungsgrad der Turbine. Der Notverschluß zum unterwasserseitigen Abschließen des Saugrohres ist hier nicht mehr wie sonst üblich (s. zum Beispiel beim Shannonwerk) am Ende des Saugschlauches, sondern bereits am Ende der Leitwand angeordnet, da Reparaturen im Saugrohrauslauf kaum zu befürchten sind. Der Krafthaushochbau besteht aus eisernen Rahmenbindern mit Flachdach.

Donau-Kachlet[1]).

Das im Jahre 1927/1928 in Betrieb genommene Kachletwerk ist eine typische Niederdruckanlage in Verbindung mit einem Großschiffahrtsweg. Die Fallhöhe wird ausschließlich durch „Aufstau“ gewonnen. Die Staustrecke erstreckt sich 25 km donauaufwärts. Da die Ufer der Donau niedriger sind als die erforderliche Stauhöhe von 9 m, so sind auf beiden Ufern auf eine Länge von rd. 11 km Dämme notwendig. Das hinter diesen Dämmen liegende, seiner natürlichen

[1]) Dantscher: Die Kachletstufe, Bauingenieur 1926, Nr. 29. Gleichmann, Die Wasserkraftanlage der Rhein-Main-Donau-Schiffahrtsstraße mit besonderer Betonung der Kraftmaschinen. Deutsche Wasserwirtschaft 1926 Nr. 8. Zur Inbetriebnahme des Kachletwerkes. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1928. Nr. 3.

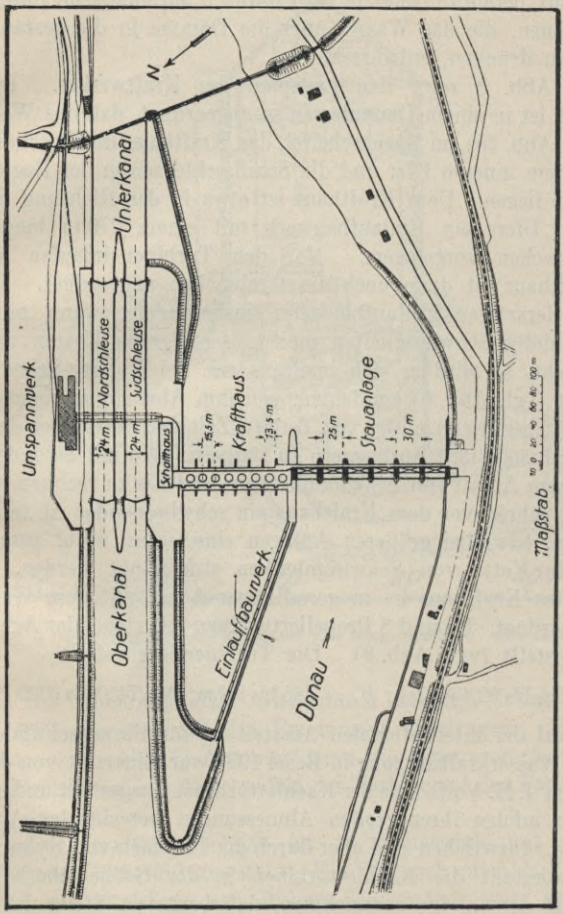


Abb. 8. Lageplan von Donau-Kachlet. (Deutsche Wasserwirtschaft.)

Vorflut beraubte Gelände wird durch 9 automatische Pumpstationen, die das Wasser über die Dämme in die gestaute Donau drücken, entwässert.

Abb. 8 zeigt den Lageplan des Kraftwerkes. Das Werk ist in einem Donaubogen so angeordnet, daß das Wehr (vgl. Abb. 25) im Bogenscheitel, das Krafthaus im Einschnitt auf dem inneren Ufer und die Schiffsschleusen in der Bogensehne liegen. Dem Krafthaus ist etwa in der Richtung des alten Ufers ein Einlaufbauwerk mit einem 270 m langen Feinrechen vorgelagert. Vor den Turbineneinläufen am Krafthaus ist dann noch ein Grobrechen angeordnet. Da ein derartiges Einlaufbauwerk, insbesondere, wenn seine Gründung Schwierigkeiten macht, sehr große Kosten verursacht, so wird es sich meistens wie bei Ryburg-Schwörstadt (vgl. Abb. 6) empfehlen, von ihm Abstand zu nehmen und lieber, wenn nötig, von Zeit zu Zeit den Raum vor dem Krafthaus durch Ausbaggern zu säubern. Wo mit besonders starkem Anfall von Schwimmkörpern und Eis zu rechnen ist, kann schräg vor dem Krafthaus ein schwimmender Abwehrbaum, bzw. bei größeren Anlagen eine, wenn nötig ausgesteifte Kette von Schwimmbalken aufgehängt werden.

Das Krafthaus ist in geradliniger Achse mit dem Wehr angeordnet. Es sind 8 Propellerturbinen mit stehender Achse aufgestellt (vgl. Abb. 9). Die Turbinendaten sind:

$Q = 87{,}5$ bis $92{,}4\ m^3/sek$; $H_n = 7{,}65$ bis $9{,}2\ m$; $N = 7450$ bis 9320 PS.

Auf der internationalen Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel 1926 war seinerzeit von der Firma J. M. Voith eine der Kachletturbinen ausgestellt und erregte infolge ihrer großen Abmessungen berechtigtes Aufsehen. Inzwischen sind aber durch die Turbinen von Ryburg-Schwörstadt die Kachletturbinen in der Größe überholt. Es ist demzufolge anzunehmen, daß heute an Stelle der 8 Aggregate nur 6 oder noch weniger aufgestellt würden.

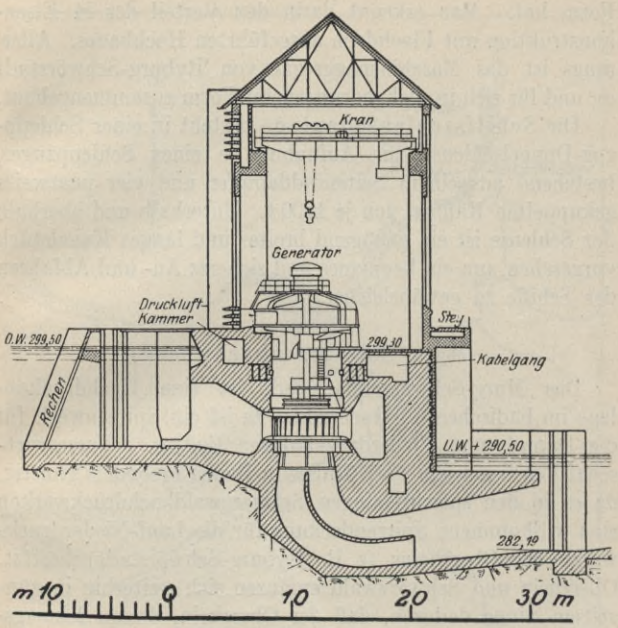


Abb. 9. Schnitt durch das Krafthaus von Donau-Kachlet. (Bauingenieur.)

Die Generatorenlast wird durch kräftige I-Unterzüge aufgefangen und auf das Fundament übertragen. Neuerdings (vgl. Abb. 7) überträgt man die Generatorenlast unmittelbar durch Stützschaufeln der Turbine auf das Turbinenfundament.

Der Krafthaushochbau ist in Mauerwerk mit einem eisernen Dachstuhl ausgeführt. Ein Vergleich mit Abb. 7 zeigt, daß das Krafthaus von Ryburg-Schwörstadt trotz der bedeutend größeren Maschinenaggregate eine viel gedrungenere

Form hat. Man erkennt darin den Vorteil des in Eisenkonstruktion mit Flachdach ausgeführten Hochbaues. Allerdings ist das Maschinenaggregat von Ryburg-Schwörstadt an und für sich in viel gedrungenerer Form zusammengebaut.

Die Schiffsschleusenanlage besteht in einer Schleppzug-Doppelschleuse zur Aufnahme je eines Schleppzuges, bestehend aus einem Seitenraddampfer und vier paarweise gekuppelten Kähnen von je 1200 t. Unterhalb und oberhalb der Schleuse ist ein genügend breites und langes Kanalstück vorgesehen, um ein bequemes und sicheres An- und Abfahren der Schiffe zu gewährleisten.

Murg-Schwarzenbachwerk [1]).

Das Murg-Schwarzenbachwerk ist eine Hochdruckanlage im badischen Schwarzwald. Es ist ein Spitzenwerk für die Dampf- und Niederdruckanlagen Badens. Wasserwirtschaftlich liegen die Verhältnisse in Baden besonders günstig, da es in den speicherfähigen Schwarzwaldhochdruckwerken eine willkommene Spitzendeckung für die Lauf-Niederdruckwerke des Oberrheins (z. B. Ryburg-Schwörstadt) besitzt. Oberrhein und Schwarzwald ergänzen sich weiterhin in günstigem Sinne dadurch, daß der Oberrhein, dessen Einzugsgebiet im Hochgebirge liegt, seine größte Wasserführung im Sommerhalbjahr zur Zeit der Schneeschmelze im Gebirge hat (vgl. Bd. II Abb. 74), wogegen die Mittelgebirgsflüsse des Schwarzwaldes ihren größten Wasserreichtum im Winterhalbjahr besitzen.

Abb. 10 und 11 ergeben einen Überblick über die Gesamtanlage. Die Murg wird durch ein 17 m hohes Wehr angestaut, wodurch ein Tagesspeicherbecken geschaffen wird. Von diesem Becken wird das Werkwasser in einem 5,6 km langen Stollen dem Wasserschloß zugeführt. Am Einlauf des Stollens

[1]) Treiber: Die Maschinenanlagen des Murgwerkes. VDI-Zeitschrift 1923. Nr. 18.

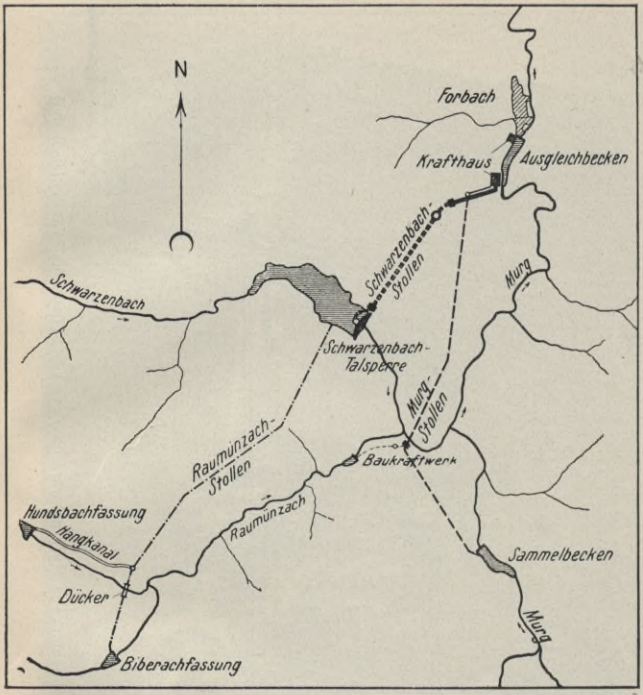


Abb. 10. Übersichtsplan des Murg-Schwarzenbachwerkes. (Deutsche Wasserwirtschaft.)

befindet sich ein Feinrechen und eine Klärkammer zum Ausfällen von Sand. Vom Wasserschloß wird das Wasser in 2 Druckrohrsträngen den Turbinen zugeleitet. Es sind 5 einfache Spiralturbinen mit liegender Welle aufgestellt (vgl. Abb. 13). Die Daten für eine Turbine sind:

$$Q = 44\ \mathrm{m^3/sek};\quad H_n = 145\ \mathrm{m};\quad N = 7\,250\ \mathrm{PS}.$$

Mit Rücksicht auf die untenliegenden, vielfach durch-

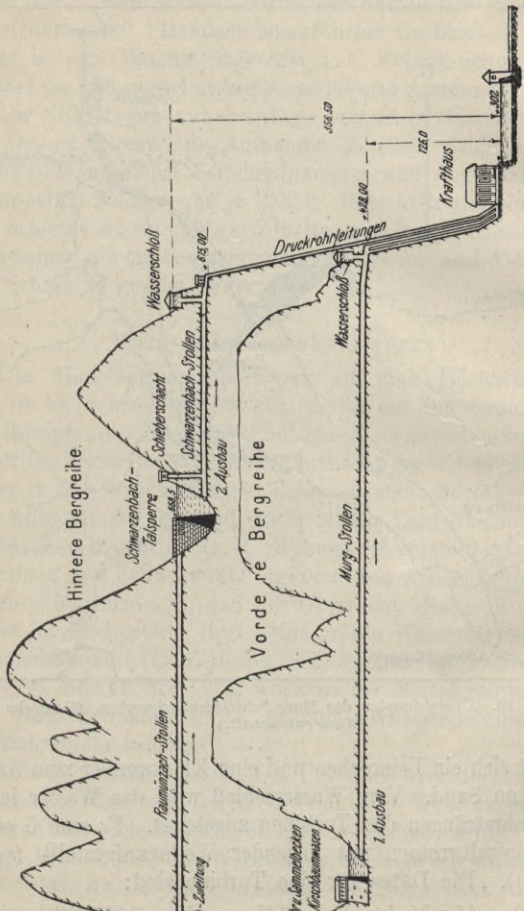


Abb. 11. Übersichtslängenschnitt des Murg-Schwarzenbachwerkes. (Deutsche Wasserwirtschaft.)

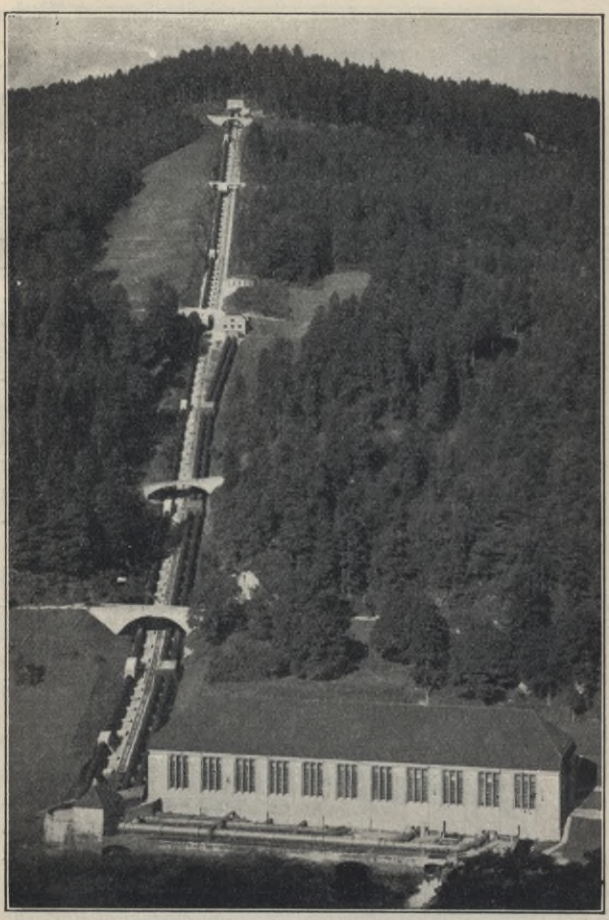


Abb. 12. Krafthaus und Turbinenleitungen des Murg-Schwarzenbachwerkes. (Badenwerk, Karlsruhe.)

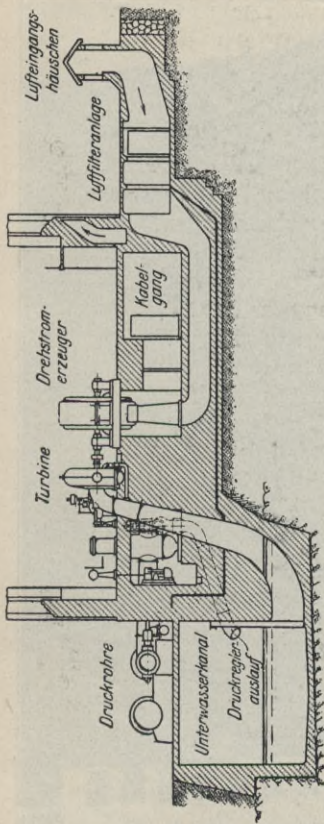


Abb. 13. Schnitt durch das Maschinenaggregat des Murgwerkes (VDI-Zeitschrift).

arbeitenden Werke (Holzschleifereien, Papierfabriken) muß der auf wenige Stunden zusammengedrängte Wasserverbrauch des Murgwerkes wieder ausgeglichen werden, was durch ein „Ausgleichbecken“ am Krafthaus erreicht wird. Aus dem Ausgleichbecken, dessen Fallhöhe ebenfalls in einer kleinen Niederdruckanlage ausgenutzt wird, wird dann das Murgwasser gleichmäßig wieder in den Unterlauf abgegeben.

In einem Nebenfluß der Murg, dem Schwarzenbach, befindet sich die Schwarzenbachtalsperre mit einem Jahresspeicherbecken von 14,3 Millionen m³ Inhalt, in dem das Wasser des Schwarzenbachs und der Raumünzach, das durch einen Stollen beigeleitet wird, zur Aufspeicherung kommt. Vom Staubecken wird das Wasser durch einen 1,8 km langen Stollen dem Wasserschloß zugeleitet und von dort zunächst in einem Rohrstrang den Turbinen zugeführt.

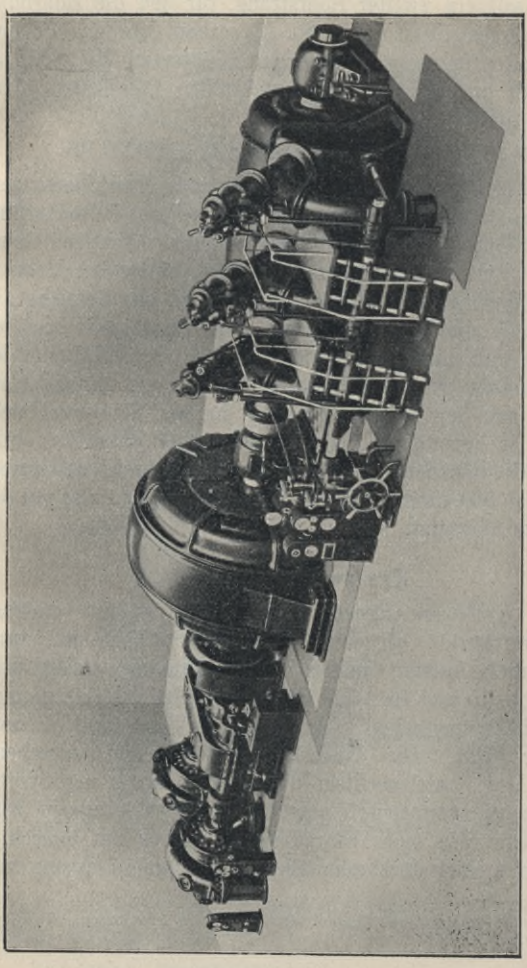


Abb. 14. Maschinensatz des Schwarzenbachwerkes. (Escher, Wyss u. Co., Ravensburg.)

Später soll ein zweiter Rohrstrang, für den die Rohrbahn bereits hergestellt ist (vgl. Abb. 12), erbaut werden. Es sind zwei Peltonturbinenaggregate mit liegender Welle von J. M. Voith und Escher-Wyss aufgestellt. Die Daten einer Turbine sind:

$$Q = 7\ \mathrm{m^3/sek};\ H_n = 362\ \mathrm{m};\ N = 27\,000\ \mathrm{PS}.$$

Abb. 14 gibt eine Ansicht des gesamten Maschinensatzes. Von rechts nach links sieht man: Die Drillings-Peltonturbine mit je 2 Düsen; starr damit gekuppelt den mächtigen Generator; zwischen Generator und Getriebe (hinter dem Schutzblech) die magnetische Kupplung und an das Getriebe angeschlossen die Zwillingspumpe von zusammen 2 m³/sek Leistung und einem Kraftbedarf von 8300 PS. Während der Nachtstunden wird mit diesen Pumpen mit Fremdstrom Wasser aus der Murgdruckleitung in das Schwarzenbachbecken hochgepumpt. Die Turbine läuft dabei leer mit. Durch das Getriebe wird die Umdrehungszahl des Generators von 500 Umdr./Min. auf 1000 Umdr./Min., also auf das Doppelte übersetzt.

Kraftwerk Eguzon[1]).

Das Kraftwerk Eguzon (Frankreich) ist ein typisches „Staukraftwerk", bei dem die ganze Fallhöhe von rund 57 m durch Aufstau mittels einer Staumauer erzielt wird (vgl. Abb. 15 und 16). Für den Stausee ist nur eine geringe Absenkhöhe vorgesehen, so daß er nur als Tages- und Wochenspeicher wirkt. Die Wasserfassung liegt dementsprechend hoch. Das Krafthaus liegt unmittelbar hinter der Sperre. Durch zwei symmetrisch angeordnete Druckleitungen wird das Wasser den sechs Einrad-Spiralturbinen mit lotrechter Welle mit einer durchschnittlich verfügbaren Leistung von

[1]) Ludin: Stand der Wasserkraftwirtschaft in Frankreich. VDI-Zeitschrift 1926. Nr. 26. S. 896.

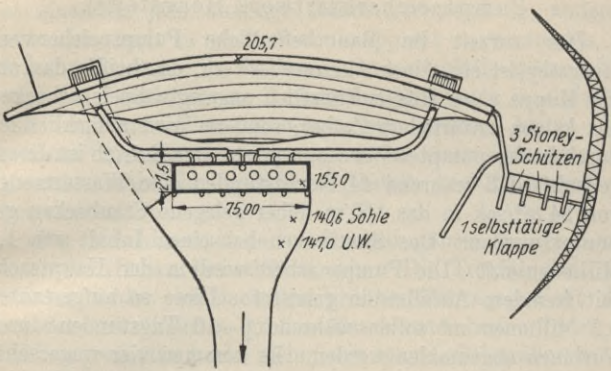


Abb. 15. Grundriß des Kraftwerkes Eguzon. (VDI-Zeitschrift.)

zusammen 16 500 kW zugeführt. Das Überschußwasser des

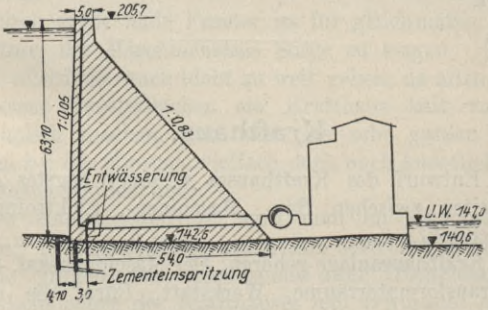


Abb. 16. Schnitt durch das Kraftwerk Eguzon. (VDI-Zeitschrift.)

Staubeckens wird seitlich durch drei Schützen und eine selbsttätige Klappe abgeleitet.

Pumpspeicherkraftwerk Hengstey [1]).

Das zurzeit im Bau befindliche Pumpspeicherwerk Hengstey ist ein reines Akkumulierwerk, das heißt; das auf der Kuppe eines Hügels künstlich angelegte Speicherbecken hat keinen natürlichen Zufluß, sondern wird ausschließlich durch hochgepumptes Wasser gespeist. Der Betrieb ist derart gedacht, daß während 14 Nachtstunden eine Wassermenge von 24 m^3/sek in das 160 m höher gelegene Staubecken gepumpt werden. Das Staubecken hat einen Inhalt von 1,2 Millionen m^3. Die Pumpenarbeit wird in der Hauptsache mit fremdem Abfallstrom geleistet. Diese so aufgestauten 1,2 Millionen m^3 sollen während 6—10 Tagstunden durch Turbinen abgemahlen werden. Es kommen vier wagerechte Maschinensätze zur Aufstellung. Die Daten einer Turbine sind:

$$Q = 22\ m^3/sek;\ H_n = 154\ m;\ N = 37\,500\ PS.$$

Der Maschinenraum erhält einen Kran von 100 t Tragfähigkeit.

Krafthaus.

Der Entwurf des Krafthauses verlangt engstes Zusammenarbeiten zwischen Bau-, Maschinen-, Elektroingenieur und Architekt.

Zur Krafthausanlage gehören: Der Maschinensaal, Schalt- und Transformatorräume, Werkstatt, Büro, die nötigen Nebenräume und gegebenenfalls Werkswohnungen.

Der Maschinensaal muß geräumig, übersichtlich, hell, luftig und gut temperiert sein. Bei der Bemessung des Raumes

[1]) Spetzler: Stausee und Pumpspeicher Hengstey. Wasserkraft und Wasserwirtschaft. 1928. Nr. 22.

ist einerseits jede unnötige Raumverschwendung, andererseits aber auch zu große Raumknappheit zu vermeiden, so daß die Montage, die Bedienung und allenfalls später nötig werdender Ausbau oder Umbau der Maschinen in einfacher und bequemer Weise vorgenommen werden kann. Bei größeren Anlagen wird gewöhnlich an einer Stirnseite des Maschinensaals ein besonderer Abstell- und Montageraum freigehalten.

Der Maschinensaal soll auf seiner ganzen Länge durch einen Laufkran bestreichbar sein. Die Tragfähigkeit des Kranes richtet sich nach dem größten Montagegewicht, das bei den neuzeitlichen großen Maschineneinheiten recht erheblich groß (100 t und mehr) sein kann. Bei größeren Anlagen empfiehlt es sich, zwei Katzen oder sogar zwei getrennte Krane vorzusehen. Nur bei ganz kleinen Anlagen wird man auf einen Kran verzichten können; man wird dann aber wenigstens einfache, behelfsmäßige Aufhängevorrichtungen vorsehen.

Durch große helle Fenster ist für gleichmäßig gute Beleuchtung des Maschinensaals Sorge zu tragen. Man darf dabei allerdings auch nicht zu weit gehen, da allzu reichlich bemessene Fensterflächen ein Krafthaus kalt, zugig und unwohnlich machen, und auch bei sehr großen Fensterflächen bei der Montage vielfach doch noch künstliches Licht beigezogen werden muß.

Die Hauptfensterfront wird man im allgemeinen womöglich nicht nach Süden legen. Am besten ist West-Ostlage, da die Morgen- und Abendsonne zum Trockenhalten und Wohnlichmachen des Krafthauses sehr erwünscht ist. Falls es nötig erscheint, sind Vorhänge, Jalousien oder Läden vorzusehen.

Ein Verglasen der Fenster mit sogenanntem Kathedralglas (undurchsichtigem Glas), wie man es häufig bei ausgeführten Anlagen findet, empfiehlt sich nicht. Man nimmt am

besten gewöhnliches, durchsichtiges Fensterglas. Abgesehen davon, daß der dauernde Aufenthalt in einem mit undurchsichtigem Glas verglasten Raum ermüdend wirkt, ist es für das Betriebspersonal sehr wertvoll, sich durch einen gelegentlichen Blick durchs Fenster über die herrschende Witterung, Gewitter, Frost, Eisgang und ähnlicher, für den Betrieb wichtiger Vorgänge, zu orientieren. Bei großen Krafthäusern, bei denen die Brüstung der Belichtungsfenster oft weit über Augenhöhe liegt, empfiehlt es sich, an geeigneten Stellen kleine Fenster in Art der Wohnhausfenster vorzusehen.

Neben der gewöhnlichen, elektrischen Beleuchtung ist für den Fall der Betriebsstörung eine Notbeleuchtung vorzusehen, die bei größeren Werken im allgemeinen von einer besonderen Akkumulatorenbatterie gespeist wird.

Im Maschinensaal muß für ausreichende Be- und Entlüftung gesorgt werden, da die Generatoren im Betrieb eine beträchtliche Wärmeentwicklung verursachen. Zu diesem Zweck werden im unteren Teil der Maschinensaalwand eine genügende Anzahl einfach zu bedienender Fensterflügel oder Luftklappen angeordnet und entsprechend ebenso in der Nähe der Decke oder in der Decke selbst. Vielfach befinden sich längs der Kranlaufbahn eine Reihe Fenster, die in einfacher Weise vom Kran aus bedient oder es sind in der Decke des Maschinensaals Öffnungen angebracht, die vom Dachboden aus geöffnet oder geschlossen werden können. Wo mit einer sehr starken Wärmeentwicklung zu rechnen ist, empfiehlt es sich, besondere Ventilatoren in den Maschinensaal einzubauen.

Größere Generatoren werden gewöhnlich „gekapselt“ ausgeführt, d. h. die Frisch- und Warmluft wird den Generatoren in besonderen Luftkanälen zu- bzw. abgeführt. Die Einrichtung wird dann so getroffen, daß die Warmluft entweder ins Freie oder zu Heizzwecken, ins Krafthaus geleitet werden kann. Ebenso kann man die Frischluft

entweder aus dem Freien oder aus dem Maschinensaal entnehmen.

Die Wärmeentwicklung der Generatoren genügt gewöhnlich zur Heizung des Maschinensaales. Ist reichlich Warmluft vorhanden, so kann man sie durch besondere Heizkanäle zur Anwärmung in die Büro-, Schalt- und Nebenräume leiten. Für die Büroräume und gegebenenfalls auch für die Nebenräume muß außerdem aber noch besondere Heizung vorgesehen werden. Wenn der Strom nicht zu wertvoll ist, wird man elektrisch heizen. Für den Fall der Betriebsstörung oder von Strommangel empfiehlt es sich aber, daneben noch gewöhnliche Ofenheizung vorzusehen.

Büro-, Kommando- und sonstige Nebenräume sollen nur die Abmessungen erhalten, die ihrem Zweck entsprechend notwendig sind, wenn nötig durch Einziehen von Rabitzdecken. Der Nachteil des entstehenden unausgenutzten Hohlraumes und die Mehrkosten der Zwischendecke werden sicher durch die Ersparnisse an Heizmaterial aufgehoben. Außerdem wird der Raum dadurch wohnlicher.

Ferner ist der Fehler zu vermeiden, daß die Fenster aus Gründen der Symmetrie oder des architektonischen Aussehens in unzweckmäßigen Größenverhältnissen oder am unrichtigen Ort angebracht werden. Ein Büro darf zum Beispiel nicht dieselben Fenster wie ein Maschinensaal erhalten.

Infolge der schweren Abstellasten und des gelegentlichen Verschüttens von Öl und Wasser wird der Fußboden des Maschinensaals und der Schalträume gewöhnlich geplättelt oder mit einem Beton- oder betonähnlichen Estrich versehen. Ein unangenehmer Nachteil der Steinfußböden ist aber ihr hartes und kaltes Begehen. Man kann dem durch Auslegen von Matten oder Gummiläufern begegnen. Aber überall dort, wo ein Steinfußboden nicht unbedingt notwendig ist, z. B. auf der Schaltbühne, wird man Holz- oder Linoleumfußboden vorsehen.

Im Krafthaus ist auf größte Reinlichkeit zu halten. Staub ist ein gefährlicher Gegner aller Maschinen und Apparate. Zum Entfernen des Staubes, zum Ausblasen der Generatoren u. ä. sieht man am besten einen elektrischen Staubsauger vor. Für diesen und für Handlampen sind an möglichst vielen Stellen Steckdosen anzuordnen. Ferner sind Maschinen, Apparate und Rohrleitungen möglichst vor allzu großen Temperaturunterschieden zu schützen.

Turbinen und Rohrleitungen schwitzen mit der Witterung wechselnd in mehr oder minder starkem Maße. Es ist für geeignete Ableitung dieses Schwitzwassers zu sorgen. Auch für eventuelles Tropfwasser von Stopfbüchsen u. a. ist Ableitung vorzusehen.

Die Krafthauswandungen sind durch geeignete Isolationsmaterialien vor Werk-, Grund- oder Hochwasser zu schützen.

Bei größeren Werken ist Rücksicht auf die zu erwartende große Besucherzahl (Vereine, Schulen usw.) zu nehmen. Im Maschinensaal ordnet man so z. B. eine erhöhte Galerie an, von der aus die Besucher die Anlage gut übersehen können. Auch in den übrigen Räumen muß man durch geeignete Abschrankungen usw. dafür sorgen, daß die Besucher einen gewissen, vorgeschriebenen Weg einhalten müssen, so daß sie sich selbst oder das Werk nicht in Gefahr bringen können.

Erwähnt soll noch werden, daß in Amerika neuerdings Krafthäuser ohne Hochbau ausgeführt worden sind [1]). Die Maschinen werden dabei durch einen im Freien aufgestellten fahrbaren Portalkran montiert und befinden sich unter einer abnehmbaren Haube.

Schalt- und Transformatorenanlagen.

Bei kleineren Werken werden die Schalt- und Meßapparate gewöhnlich auf einer Schalttafel vereinigt, die in einer Wand

[1]) Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1927, Heft 21 S. 294 und 1929, Heft 9 S. 109.

des Maschinensaals eingelassen ist. Die Ölschalter und die sonstigen Apparate sind unmittelbar hinter der Schalttafel in einem kleinen besonderen Raum untergebracht und werden direkt durch Gestängeübertragung bedient. Bei größeren Anlagen würde eine derartige Gestängeübertragung zu unhandlich, so daß man zur elektrischen Steuerung übergeht. Dadurch wird man mit der Lage der Schalträume unabhängig und kann sie gegebenenfalls vom Krafthaus trennen und in einem besonderen, selbständigen Gebäude unterbringen. Schalthäuser müssen feuerfest gebaut werden. Durch entsprechende Unterteilung ist auf die Möglichkeit des Verbrennens von Ölschaltern, Transformatoren, Kabelmasse u. a. und die damit verbundene Verqualmung Rücksicht zu nehmen. Da es nicht allzu selten vorkommt, daß Ölschalter, Transformatoren, Isolatoren u. a. unter explosionsartigen Erscheinungen verbrennen, so muß man eine genügende Anzahl Ausgänge und Notausgänge vorsehen. Alle Türen sollen nach außen aufschlagen, dies gilt insbesonders für die Türen von Rohrkellern und ähnlichen Räumen, bei denen die Möglichkeit des Überschwemmens besteht. An den Türen sind Eintrittsverbotstafeln, gegebenenfalls auch Hochspannungstafeln anzubringen, an den Türen zu den Akkumulatorräumen außerdem Tafeln, daß Rauchen und Betreten mit brennenden Gegenständen verboten ist, da die in Akkumulatorräumen sich bildenden Gase feuergefährlich sind.

In ganz großen Anlagen sind die Schalt- und Meßinstrumente in einem vom Maschinensaal vollständig getrennten Raume, dem sogenannten Kommandoraume untergebracht. Es wird aber auch dann erwünscht sein, den Kommandoraum so anzuordnen, daß man von ihm einen Überblick über den Maschinenraum und das Werksgelände hat.

Die Schalter und Transformatoren werden neuerdings vielfach im Freien in sogenannten „Freiluftstationen“ aufgestellt.

An Nebenräumen sind je nach der Größe des Werkes erforderlich: Werkstatt, Toiletten, Waschräume, Aufenthaltsräume, Magazine u. a. In größeren Anlagen werden auch Waren- und Personenaufzüge vorgesehen.

Sehr wichtig ist eine gute Zufahrtsmöglichkeit zum Krafthaus. Die Zufahrtswege, Brücken und Dohlen müssen so stark gebaut sein, daß sie die oft recht schweren Maschinenlasten tragen können. Man wird die Anfahrt so anlegen, daß die schweren Lasten einfach abgeladen und an ihren Aufstellungsort transportiert werden können. Großkraftwerke erhalten, wenn irgend möglich, Bahnanschluß. Das Geleise wird dann am besten bis unter den Krafthauskran geführt, so daß die Lasten mit dem Kran entladen und an Ort und Stelle gebracht werden können. Meistens wird man den Maschinenhausflur ebenerdig anlegen. Ist aber aus irgendeinem Grunde eine Höherlegung des Maschinenhausfußbodens nötig, so kann man den Zufahrtsweg rampenartig an das Krafthaus heranführen.

Bei kleineren Anlagen findet man vielfach Maschinensaal, Schaltraum und Maschinistenwohnung unter einem Dach vereinigt. Es ist aber immer wünschenswert, Krafthaus und Wohnhaus getrennt voneinander anzulegen. Bei größeren Anlagen mit mehreren Wärtern spricht sogar viel dafür, die Wohnhäuser ganz außerhalb des Bereiches der eigentlichen Kraftanlage anzulegen.

Die Architektur der Krafthäuser ist durch ihren Zweck vorgeschrieben. Der Architekt darf daher auf sie nicht Architekturformen des Wohnungsbaues, wie es vielfach geschehen ist, übertragen. Die Raummaße, Dach, Fenster, Türen usw. sind nur dem Zweck entsprechend auszubilden. Bei den großen Abmessungen moderner Wasserkraftwerke ergibt sich dann von selbst ein gutes, oft sogar monumentales Bild.

Wehre.

(Siehe auch Abschnitt: Berechnung und Konstruktion von Stauwerken S. 67.)

Feste Wehre.

Für untergeordnete Zwecke, bei denen es auf einen mehr oder weniger großen Wasserverlust nicht ankommt, oder für provisorische Bauten (zum Beispiel für Baukraftwerke, Fangdämme u. ä. m.) können die Wehre aus Felsblöcken, Baumstämmen, Faschinen, Steinkisten aus Holz oder Drahtgeflecht, Spundwänden, Holzdachkonstruktionen u. ä. m. gebaut werden. Im allgemeinen kommen aber für Wasserkraftanlagen nur betonierte oder gemauerte Wehre in Frage.

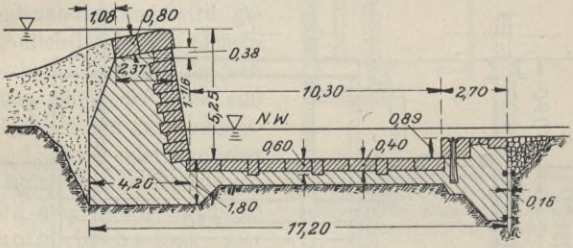


Abb. 17. Helmerwehr in der Moldau bei Prag.

Aus Abb. 57 ist der Normalquerschnitt fester Wehre zu ersehen. Bei niederen Wehrhöhen ergibt dieses Profil aber zu schwache Abmessungen, da mit Rücksicht auf Temperaturbeanspruchungen, Eisschub, Stoßwirkungen von Treibholz und Eis u. ä. ein gewisser Mindestquerschnitt notwendig ist. Man erhält dann Profile, ähnlich demjenigen des Moldauwehres in Prag (vgl. Abb. 17). Die flach abgedachte Wehrkrone erleichtert das Abschwimmen von Treibholz und Eisschollen.

Für Wehre mittlerer und größerer Bauhöhe kommt unter Umständen die aufgelöste Bauweise (Eisenbetondachwehr) in Frage.

Durch Aufsetzen von Balken oder Bohlen auf den festen Wehrkörper läßt sich das Stauziel, wenigstens in geringen Grenzen, verändern. Dies stellt den Übergang zu den „beweglichen Wehren“ dar.

Bewegliche Wehre.

Schützenwehre.

Bei kleineren Abmessungen kommen einfache Schütztafeln, meistens aus Holz, die auf ihren Auflagerflächen

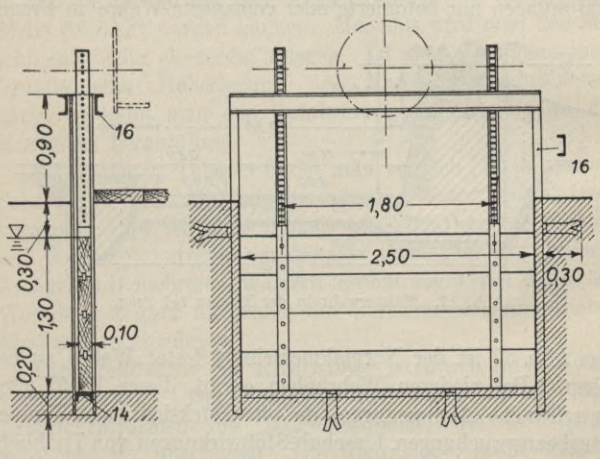


Abb. 18. Hölzerner Gleitschütz mit Zahnstangen-Antrieb.

gleiten, sogenannte Gleitschützen zur Anwendung (vgl. Abb. 18). Als Zugvorrichtungen eignen sich für Gleitschützen am besten Zahnstangen, da mit ihnen auch ein

sicheres Schließen gegen den Druck des strömenden Wassers gewährleistet ist. Mit zunehmender Schützengröße erreicht man aber bald eine Grenze, bei der Gleitschützen zu große Reibungskräfte verursachen würden. Man sieht dann Rollenauflagerung vor. Das Wehr der Wasserkraftanlage Wangen an der Aare[1]) besitzt bei 4,66 m Breite und 2,10 m Stauhöhe noch Gleitschützen. Diese Maße überschreiten aber wohl schon die obere Grenze der für Gleitschützen in Frage kommenden Abmessungen.

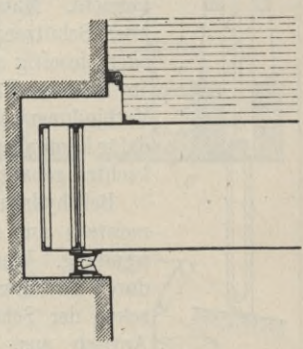


Abb. 19. Draufsicht auf ein Walzenwehr mit Federblechabdichtung. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

Besondere Sorgfalt ist auf die Abdichtung der Schützen zu verwenden. Die Sohlenabdichtung wird gewöhnlich durch einen Eichenholzbalken erreicht, der sich gegen ein in der Sohle eingelassenes und gut verankertes U-Eisen oder ähnliches anlegt. Die Seitendichtung wird am einfachsten durch ein Federblech erzielt. Der Wasserdruck drückt dann eine am Ende des Federbleches aufgebrachte Holzleiste gegen die zu diesem Zweck glatt bearbeitete Pfeilerfläche (vgl. Abb. 19).

Der Antrieb geschieht meistens beiderseitig. Bei kleineren Abmessungen mittels Zahnstangen, bei größeren mittels Laschenketten. Wo ein Überströmen des Schützes in Frage kommt, ordnet man die Zugstangen bzw. -Ketten in den Pfeilernischen an, damit sie den Wasserabfluß nicht stören.

---

[1]) Ludin: Die Wasserkräfte. Berlin: Springer. S. 416.

Auch könnten sich Schwemmsel an den Zugvorrichtungen festhängen oder es wäre eine Beschädigung durch anschwimmende Baumstämme oder ähnliches zu befürchten.

Um ein Ecken des Schützes zu vermeiden, müssen beide Seiten gleichmäßig angetrieben werden. Man erreicht dies gewöhnlich dadurch, daß man nur einen Antriebsmechanismus mit durchgehender Welle vorsieht. Man kann dann diesen entweder über Schützenmitte auf einer Dienstbrücke oder einseitig auf einem Pfeiler unterbringen. Im letzteren Falle erhält man zwar eine lange Verbindungswelle bis zum anderen Pfeiler, dafür kann aber die Dienstbrücke entsprechend leichter gebaut werden.

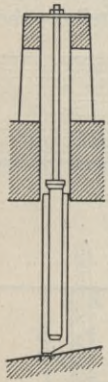


Abb. 20. Schütz mit in der Mitte eingebautem hydraulischen Antriebskolben. (Voith, Heidenheim, Württemberg.)

Bei hydraulischem Kolbenantrieb kommt meistens nur Antrieb aus der Mitte zur Anwendung. Wenn bei größeren Abmessungen durch Anbringen von Seitenrollen ein Verecken der Schütztafel verhindert wird, so ist Antrieb aus der Mitte auch für größere Schützen unbedenklich. Bei großen Schützen ordnet man vorteilhafterweise den Kolben im Schütz selbst an (vgl. Abb. 20).

Vielfach wird es vorteilhaft sein, die Schützen der Höhe nach zu unterteilen, so daß ein Ober- und ein Unterschütz entsteht (vgl. Abb. 21). Dies bringt zahlreiche Vorteile mit sich:

Das Oberschütz kann zur Abführung von Schwemmsel und Eis abgesenkt werden.

Mit dem versenkbaren Oberschütz kann in bequemer Weise der Wasserabfluß feinreguliert werden.

Die Aufzugskräfte werden verringert.

Durch gleichzeitiges Absenken des Oberschützes und Anheben des Unterschützes kann man durch das Aufein-

anderprallen des Überfall- und des Grundstrahles eine wirkungsvolle Energieverzehrung erreichen.

In gezogenem Zustand benötigen die Schütztafeln eine geringere Bauhöhe der Pfeileraufbauten. Es ergibt dies Er-

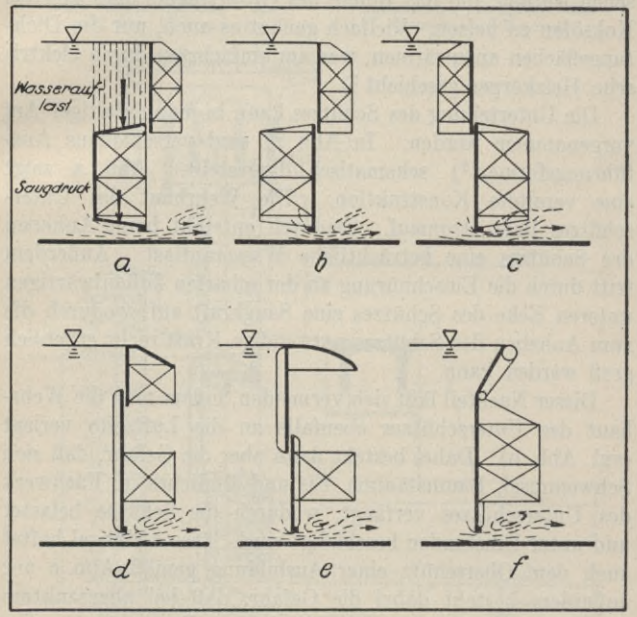


Abb. 21.

sparnisse an Mauermasse. Außerdem erhält man dadurch ein architektonisch besser aussehendes Gesamtbild.

In kalten Gegenden, insbesonders, wenn die Luftseite der Schützen scharfen Winden ausgesetzt ist, besteht die Gefahr, daß sich wasserseitig vor der Schützwand eine senkrechte Eisschicht ausbildet, die dann Ober- und Unter-

schütz so miteinander verbindet, daß ein Bewegen unmöglich wird. Man kann dem durch Heizung abhelfen. In der Wasserkraftanlage Faal in der Drau (Steiermark) ist zum Beispiel der Schütz-Fachwerksträger mit einer Holzverschalung versehen worden, um das Innere des Gitterträgers dann mittels Koksöfen zu heizen. Vielfach genügt es auch, nur die Dichtungsflächen anzuwärmen, was am einfachsten durch elektrische Heizkörper geschieht [1]).

Die Unterteilung des Schützes kann in mannigfaltiger Art vorgenommen werden. In Abb. 21 sind verschiedene Ausführungsformen [2]) schematisch dargestellt. Abb. a zeigt eine veraltete Konstruktion. Die Wehrhaut des Unterschützes liegt stromauf. Dadurch entsteht beim Anheben des Schützes eine beträchtliche Wasserauflast. Außerdem tritt durch die Einschnürung an der scharfen flußaufwärtigen unteren Ecke des Schützes eine Saugkraft auf, wodurch die zum Anheben des Schützes notwendige Kraft recht erheblich groß werden kann.

Dieser Nachteil läßt sich vermeiden, indem man die Wehrhaut des Unterschützes ebenfalls an die Luftseite verlegt (vgl. Abb. b). Dabei besteht dann aber die Gefahr, daß sich Schwemmsel, Baumstämme, Eis und ähnliches im Fachwerk des Unterschützes verfängt, wodurch die Schütze belastet und unter Umständen beschädigt wird. Dieser Mangel haftet auch dem Oberschütz einer Ausbildung gemäß Abb. c an; außerdem besteht dabei die Gefahr, daß bei abgesenktem Oberschütz abschwimmende Eisschollen, Baumstämme oder ähnliches auf das Unterschütz aufprallen und dieses beschädigen. Bei der Konstruktion der Abb. c ist auch noch zu beanstanden, daß das Fachwerk des Unterschützes im Bereich des tosenden Wassers des Ausflußstrahles liegt. Diese Nachteile werden vermieden durch Versenkschützen

[1]) Vgl. Ludin: Die Nordischen Wasserkräfte. Berlin: Springer, 1929.
[2]) Vgl. Becher: Neuere Eisenwasserbauten. Bauingenieur 1925, Heft 24; 25.

Abb. 22. Pfeilernische für MAN-Versenkschützen (gemäß Abb. 21 d und e).

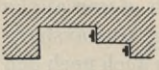


Abb. 23. Pfeilernische für gewöhnliche Doppelschützen (gemäß Abb. 21 a÷c).

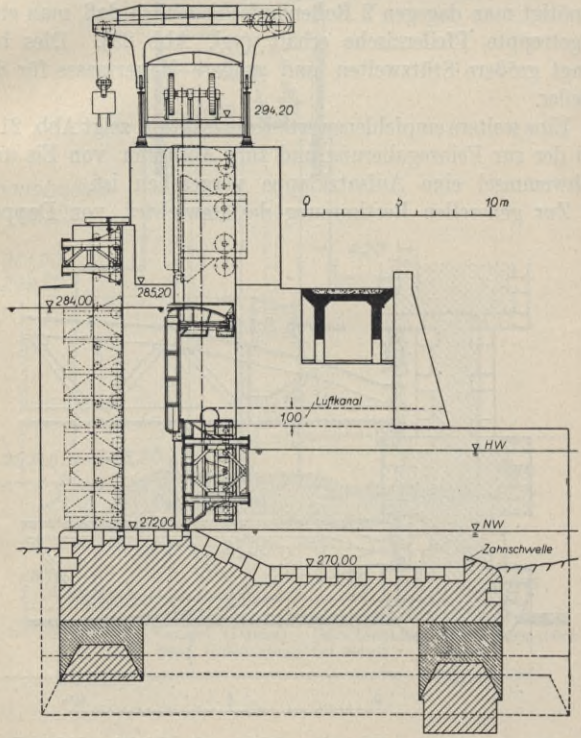


Abb. 24. Wehranlage Schwörstadt (Rhein). MAN-Versenkschütz. Lichtweite 24,00 m. Stauhöhe 12,5 m. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

(vgl. Abb. d und e) (Patente der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz). Außerdem haben diese Schützen auch noch den Vorteil, daß die Rollen des Ober- und des Unterschützes auf einer gemeinsamen Bahn laufen, so daß man die aus Abb. 22 ersichtliche, einfache Pfeilernische erhält. Für gewöhnliche Doppelschützen (gemäß Abb. a—c) benötigt man dagegen 2 Rollenlaufschienen, so daß man eine abgetreppte Pfeilernische erhält (vgl. Abb. 23). Dies bedingt größere Stützweiten und größere Mauermasse für die Pfeiler.

Eine weitere empfehlenswerte Konstruktion zeigt Abb. 21 f, bei der zur Feinregulierung und zum Abführen von Eis und Schwemmsel eine Aufsatzklappe vorgesehen ist.

Zur generellen Bestimmung des Gewichtes von Doppel-

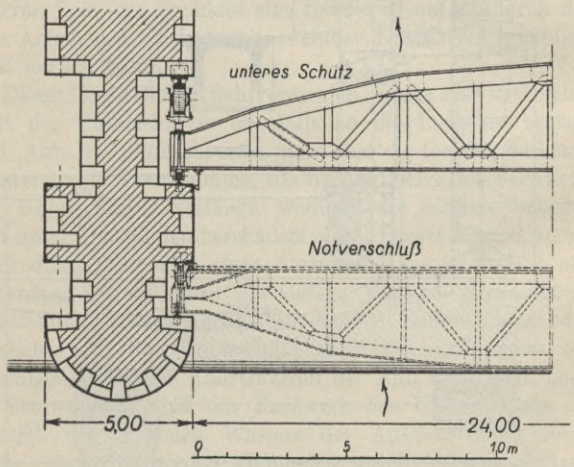


Abb. 24 a. Grundriß der Wehranlage Schwörstadt (Rhein). Lichte Weite 24,00 m. Stauhöhe 12,5 m. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

Schützen in Eisenkonstruktion gibt Bucher[1]) folgende Formel:

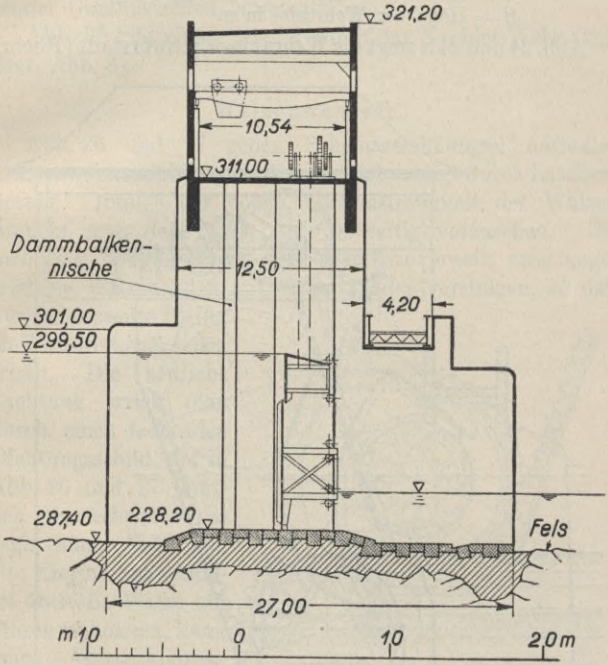


Abb. 25. Wehranlage Kachlet (Donau). (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

[1]) Bucher, Formel zur approximativen Ermittlung des Gewichtes von Doppelschützen für Stauwehre. Schweiz. Wasserwirtschaft, 1929. Nr. 2 S. 35.

$$G = 4 + 0{,}0875\ L^{4/3} \cdot H^{2/3}$$

G = Gewicht der Doppelschütze ohne Schwellen- und Pfeilerarmatur, ohne Aufhängung, Windwerk und Dienststeg; in t
L = Lichtweite der Wehröffnung in m
H = Höhe der Wehrtafel in m

Abb. 24 und 24 a zeigt die Wehranlage Schwörstadt (Rhein)

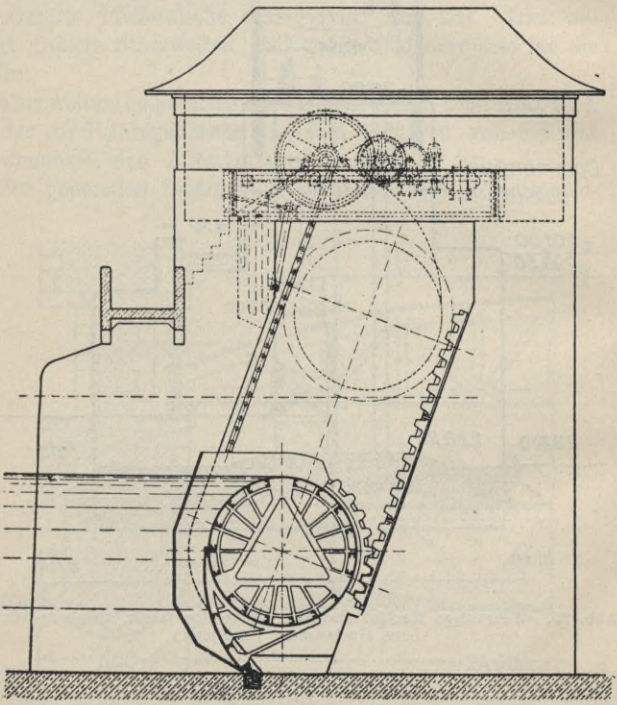


Abb. 26. Walzenwehr. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

mit M. A. N.-Versenkschützen, durch deren Absenken ein Überfall bis zu 4,50 m Höhe erreicht werden kann. Der Oberschütz stützt sich oben auf einen horizontalen Querträger und unten auf dem Unterschütz ab. Die Dichtung wird mittels gleitender Gummistreifen bewerkstelligt.

Abb. 25 gibt einen Schnitt durch das Kachlet-Wehr (vgl. auch Abb. 8).

Walzenwehre[1]).

Abb. 26 und 27 geben Schemazeichnungen normaler Walzenwehrausführungen. Der Antrieb erfolgt durch Laschenketten. Infolge der hohen Torsionsfestigkeit der Walzen braucht man den Antrieb nur einseitig vorzusehen. Bei mehreren Wehröffnungen wird man also jeweils zwei angetriebene Walzenenden auf einem Pfeiler vereinigen, so daß nur jeder zweite Pfeiler ein Windwerkshäuschen erhält. Die seitliche Dichtung erzielt man durch einen federnden Dichtungsschild, der in Abb. 26 und 27 deutlich zu erkennen ist (vgl. auch Abb. 19). Um Eis und Schwemmsel über die Walze abführen zu können, kann man Aufsatzklappen vorsehen, oder die Walze versenkbar einrichten (vgl. Abb. 28), was sich aber nur in Ausnahmefällen empfehlen dürfte, da die Sohlendichtung (vgl. Abb. 29) verhältnismäßig schwierig ist. Außerdem wird, wenn das Wehr

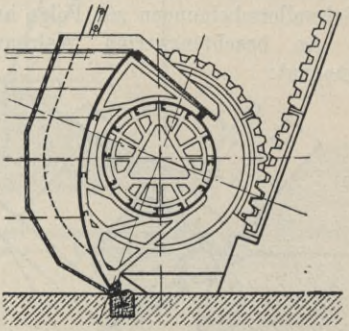


Abb. 27. Walzenwehr. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

[1]) Becher: Neuere Eisenwasserbauten. Bauingenieur 1925, Heft 24 u. 25.

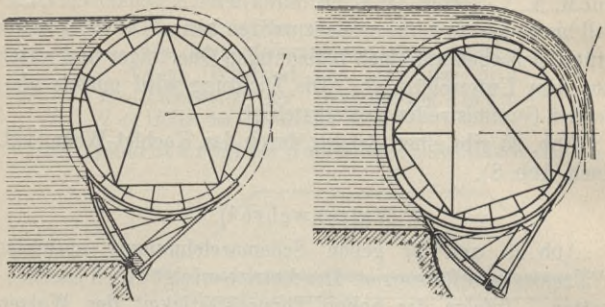


Abb. 28. Versenkwalze. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

aus dem abgesenkten Zustand geöffnet werden soll, die Wehröffnung zunächst geschlossen, was unerwünschte Schwallerscheinungen zur Folge haben kann.

An beachtenswerten Walzenwehr-Ausführungen seien genannt:

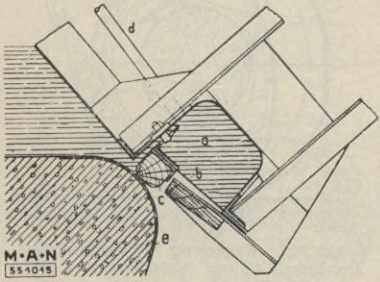


Abb. 29. Detail zu Abb. 28. Sohlendichtung der Versenkwalze.

a = Wasserkasten,
b = federndes Blech,
c = Dichtungsbalken aus Eichenholz,
d = Verbindungsrohr zum Oberwasser,
e = Sohlenbewehrung.

Staustufe Ladenburg im Neckar, lichte Weite 45,0 m, Stauhöhe 4,5 m.

Mörkfos-Solberfos (Norwegen), lichte Weite 20,0 m, Stauhöhe 8,75 m.

Raanaasfos (Norwegen) lichte Weite 45,0 m, Stauhöhe 6,5 m.

Viereth im Main. Versenkwalzen von 30,0 m lichter Weite

und 6,0 m Stauhöhe bei 1,0 m Versenkungsmöglichkeit.

Klappenwehre.

Klappenwehre bestehen aus einer um das untere Ende drehbaren Wehrtafel (vgl. Abb. 30). Da das Drehlager und seine Dichtung unter Wasser zu liegen kommt und gegebenenfalls den Angriffen des Geschiebes ausgesetzt ist, müssen

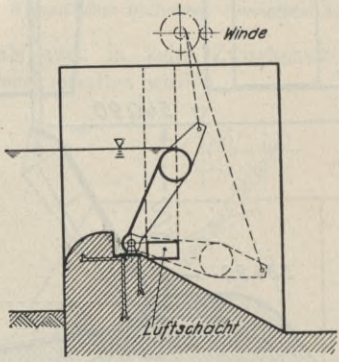


Abb. 30. Stauklappe mit oberem torsionsfestem Randträger. (Vereinigte Stahlwerke A.-G. Dortmund.)

diese Teile besonders widerstandsfähig ausgebildet werden. Meistens finden Klappen Verwendung als Eisablaßaufsatz auf Schützen-Segment- (vgl. Abb. 33) oder Walzenwehren oder als automatische Klappenwehre, bei denen der Wasserdruck auf die Klappe durch Gegengewichte so ausbalanciert ist (vgl. Abb. 31), daß ständig ein gewisser Oberwasserspiegel gehalten wird.

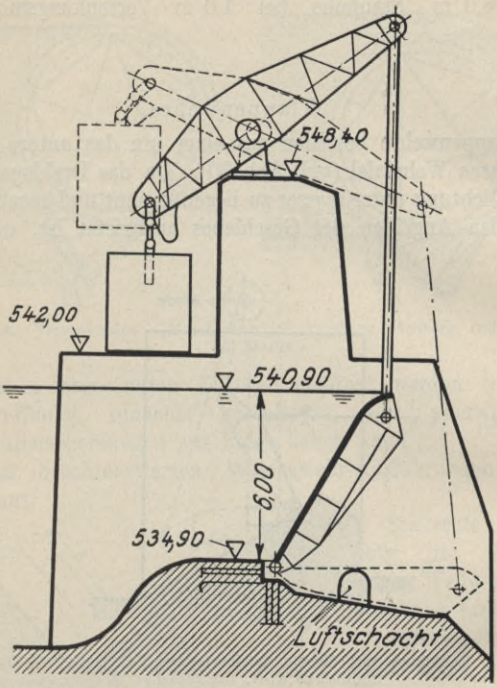


Abb. 31. Automatisches Klappenwehr mit Gewichtshebel. Wasserkraftanlage Tremp (Spanien). Lichte Weite 10,00 m. Stauhöhe 6,00 m. (Huguenin: Die Stauwehranlage des Kraftwerkes Tremp. Schweizer Bauzeitung 1917.)

Hydraulisches Dachwehr.

Abb. 32 zeigt das der Stauwerke A. G. Zürich patentierte hydraulische Dachwehr. Der Raum unter dem Wehr steht mit dem Oberwasser in Verbindung, wobei der Auftrieb des Wasserdruckes so geregelt werden kann, daß sowohl in ge-

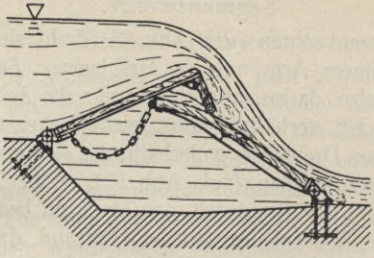


Abb. 32. Hydraulisches Dachwehr. (Stauwerke A.-G. Zürich.)

schlossener, als auch in jeder Zwischenstellung derselbe Oberwasserspiegel gehalten wird [1]).

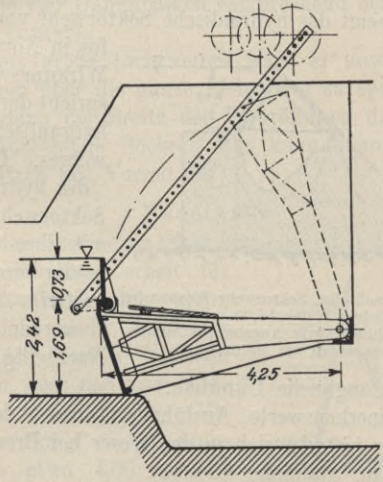


Abb. 33. Segmentwehr Rathenow. Lichtweite 21,71 m; Stauhöhe 2,42 m, davon entfallen 0,73 m auf Stauklappe. (Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen.)

[1]) Huber: Das hydraulische Dachwehr. Bautechnik 1927. Heft 21. S. 303.

Segmentwehre.

Bei Segmentwehren (vgl. Abb. 33) dreht sich die Staufläche an einem Arm um ein Drehlager. Segmentwehre lassen sich also, da im wesentlichen nur die Achsreibung zu überwinden ist, verhältnismäßig leicht bewegen. Man ist bestrebt, das Drehlager außerhalb des Unterwassers und zugänglich anzuordnen (vgl. Abb. 33). Ein Nachteil der Segmentwehre ist ihre durch den Dreharm bedingte große Baulänge der Wehrpfeiler und der Umstand, daß der ganze Wasserdruck auf den einen Punkt des Drehlagers konzentriert wird.

Segmentwehre eignen sich auch als Grundablaßverschluß.

Hydraulisches Sektorwehr.

Abb. 34 zeigt das hydraulische Sektorwehr von Raanaasfos in Norwegen. Die Wirkungsweise entspricht derjenigen des hydraulischen Dachwehres. Ein Vorteil des hydraulischen Sektorwehres ist, daß mit ihm verhältnismäßig große Lichtweiten überspannt werden können. Nachteilig ist der notwendige, umfangreiche Unterbau.

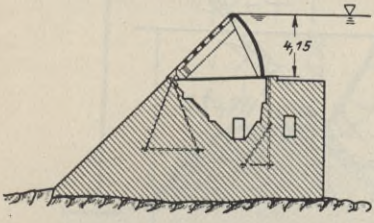


Abb. 34. Hydraulisches Sektorwehr Raanaasfos (Norwegen). Lichte Weite 50,00 m, Stauhöhe 4,15 m. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Gustavsburg bei Mainz.)

Eine bemerkenswerte Ausführung eines hydraulischen Sektorwehres befindet sich in der Weser bei Bremen (lichte Weite 54,00 m, Stauhöhe 4,5 m)[1]).

[1]) Kölle: Die Wehranlage in der Weser bei Bremen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1916. S. 81.
Plate: Der selbsttätige Regler des Sektorwehres in der Weser bei Bremen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1917. S. 902.

Notverschlüsse.

Dammbalkenwehre.

Für kleine Abmessungen sieht man gewöhnlich Holzbalken, für mittlere I-Eisen mit Holzfutter und für große Fachwerksträger (vgl. Abb. 24) vor. Die Abdichtung erzielt man durch Einstreuen von Kohlengrus oder ähnlichem.

Sind mehrere Wehröffnungen vorhanden, so sieht man im allgemeinen nur einen Satz Dammbalken vor. Bei den neuzeitlich großen Wehranlagen wählt man dann die Dammbalkenhöhe, wenn möglich, so, daß ein Notverschluß aus ebenso vielen Dammbalken besteht, als Wehröffnungen vorhanden sind. Man lagert dann über jeder Wehröffnung einen Dammbalken (vgl. z. B. die Wehranlage Schwörstadt, s. Abb. 24, die vier Dammbalken entsprechend den vier Wehr-Öffnungen besitzt).

Für ganz große Lichtweiten wäre es unwirtschaftlich, Dammbalken über die ganze Lichtweite zu spannen. Man unterteilt dann die Breite der Wehröffnung durch behelfsmäßig einzusetzende Böcke. Man kann dann als Notverschluß vielfach mit Vorteil das

Nadelwehr

benutzen, das sonst wegen seiner ungenügenden Wasserdichtigkeit und Betriebssicherheit für Wasserkraftanlagen im allgemeinen nicht mehr in Frage kommt. Als Nadeln kommen Holznadeln oder nahtlose Mannesmannrohre in Frage. Mit Holznadeln kann man Stauhöhen bis etwa 4,00 m, mit Mannesmannröhren bis etwa 5,50 m erreichen.

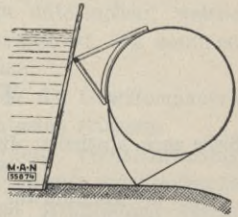


Abb. 35. Walzenwehr mit Nadelwehr als Notverschluß. (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. Gustavsburg bei Mainz.)

Unter Umständen kann man

den eigentlichen Wehrkörper als Nadellehne benutzen, wie dies zum Beispiel Abb. 35 für ein Walzenwehr zeigt.

Fischpässe.

Um den Fischen das Passieren von Wehranlagen zu ermöglichen, ordnet man Fischpässe (Fischleitern) an. Es gibt dafür zahlreiche Systeme[1]). Da Fischleitern einen ständigen Wasserverlust verursachen, empfiehlt es sich, an ihrer Stelle „Fischschleusen“ zu verwenden. Bei der Wasserkraftanlage Augst-Wylen (Oberrhein) benutzen z. B. die Lachse nicht die dort vorhandenen Fischtreppen, sondern warten ab, bis Schiffe geschleust werden, um sich dann mitschleusen zu lassen. Es werden dort jetzt regelmäßig besondere Schleusungen nur für Fische durchgeführt. Bei einer Talsperre in Amerika werden die Fische von Zeit zu Zeit in einem Trogaufzug über die Sperre hinwegbefördert.

Floßgassen.

In Flüssen mit Flößerei werden zum Durchflößen in den Wehren besondere Floßgassen angelegt[1]). Diese verursachen aber ebenso, wie die Fischleitern, einen erheblichen Wasserverlust, so daß man bei neuzeitlichen Anlagen oft „Floßschleusen“ vorsieht.

Talsperren.

(Siehe auch Abschnitt: Berechnung und Konstruktion von Stauwerken S. 67.)

Für die Ausführung von Talsperren kommen entweder „Staumauern“ oder „Staudämme“ in Frage. Bei den

[1]) Vgl. Ludin: Die Wasserkräfte. Berlin: Springer 1913 und Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 3. Teil. II. Band. Leipzig: Wilhelm Engelmann.

Staumauern[1]) unterscheidet man: „Gewichtsstaumauern“, „Gewölbemauern“ und „Gewölbereihenmauern“; bei den Staudämmen „Erddämme“ und „Steinbrockendämme“. Ein Zwischending zwischen Staumauern und Staudämmen bilden die „Trockenmauersperren“.

Die Talsperren[2]) gehören zu den gewaltigsten Bauwerken moderner Ingenieurkunst. Als Beispiele besonders großer Ausführungen seien genannt:

	Höhe v. Krone bis Gründgssohle in m	Breite an der Gründgssohle in m	Mauer-Inhalt in m^3	Type
Wäggital (Schweiz)	109	75	236 000	Schwergewichtsmauer
Pacoima (Kalifornien)	122	30	122 000	Gewölbemauer
Tirso (Sardinien)	70	75	163 000	Gewölbereihenmauer
Dix-River (U. S. A.)	87	—	—	Steinbrockendamm

An Masse werden diese Bauwerke nur durch die Pyramiden, die Cheopspyramide hat 2,6 Millionen m^3 Inhalt, übertroffen.

Es ist jeweils von Fall zu Fall zu untersuchen, welche Sperrentype die zur Ausführung günstigste ist. Es kommen dabei folgende Gesichtspunkte in Frage:

In statischer Beziehung lassen sich die Gewölbemauern am besten, die Erddämme am schlechtesten erfassen.

Die Schwergewichtsmauern erfordern verhältnismäßig große Betonmassen, diese können aber durch entsprechende Mechanisierung der Baueinrichtungen (Gußbeton) rasch,

[1]) Kelen: Die Staumauern. Berlin: Springer 1926.
[2]) Kelen: Talsperren. Sammlung Göschen (in Vorbereitung).

einfach und sicher eingebracht werden. Diese Vorteile bietet auch die Ein-Gewölbemauer. Da sie aber außerdem geringere Betonmasse benötigt, so stellt sie meistens eine sehr wirtschaftliche Ausführungsform dar. Voraussetzung bei ihr ist allerdings, daß auf beiden Talhängen ganz gesunder Fels ansteht, der mit Sicherheit in der Lage ist, den Bogenschub aufzunehmen. Ein-Gewölbemauern sollen einen möglichst großen Zentriwinkel erhalten. Außerdem soll dieser möglichst in jeder Höhe derselbe sein („Constant-Angle-Dam“ [1]). Letztere Forderung läßt sich, streng genommen, nur bei U-förmigem Talprofil erfüllen. Bei stark spitzwinklig V-förmigen Talprofilen kommen daher Ein-Gewölbemauern nicht in Frage.

Gewölbereihenmauern erfordern die geringste Mauermasse; diese besteht aber in teuerem und nur durch geübte Facharbeiter herzustellendem Eisenbeton. Reihengewölbe sollen also nur dort ausgeführt werden, wo volle Gewähr für eine sachgemäße Ausführung geboten erscheint.

Trockenmauersperren kommen nur in Ländern mit ganz billigen und entsprechend geschulten Arbeitskräften in Frage. Für größere Ausführungen wird man aber auch dort besser Ausführungsformen, die einen stärker mechanisierbaren Baubetrieb zulassen, wählen.

Staudämme kommen insbesondere in entlegenen Gegenden in Frage, wo der Transport des Zements zu große Kosten verursachen würde. Vielfach sind sie aber auch dann wirtschaftlich, wenn sie aus an und für sich anfallendem Material, z. B. Aushub von Speicherbecken, Kanälen u. a. erstellt werden können. Bei Erddämmen besteht die Gefahr des Abrutschens infolge der ausspülenden Wirkung von Sickerwasser. Außerdem ist Überströmung eines Erddammes gewöhnlich gleichbedeutend mit seiner Zerstörung.

---

[1]) Näheres siehe Kelen: Die Staumauern. Berlin: Julius Springer 1926 S. 166.

Einen gegenüber dem Erddamm viel größeren Grad von Sicherheit bietet der „Steinbrockendamm“ („Rockfill-dam“). Diese Ausführung ist insbesondere für entlegene Gegenden, wo der Zementtransport große Kosten verursachen würde, von Vorteil. Sie eignet sich auch sehr gut für stark mechanisierten Baubetrieb, kommt also auch besonders dort mit Vorteil zur Anwendung, wo die Arbeiterbeschaffung Schwierigkeiten macht.

Gegen Einwirkung von Erdbeben werden wohl infolge der ihnen innewohnenden großen Elastizität bzw. Nachgiebigkeit Bogenstaumauern und Steinbrockendämme die größte Sicherheit bieten. Die Corfino-Talsperre in Toskana (Italien) (Ein-Gewölbemauer, R = 23,5 m, h = 40 m, Mauerstärke an der Krone 1,50 m, an der Sohle 7,00 m) hat zum Beispiel dem heftigen Erdbeben von Garfagnana, das sämtliche Gebäude in der Umgebung der Mauer zum Einsturz brachte, standgehalten, ohne daß die geringsten Haarrisse in der Mauer auftraten [1]).

Gegen Sabotageakte und Zerstörungen im Krieg sind die Gewölbereihenmauern am empfindlichsten. Die größte Sicherheit dagegen bieten wohl die Schwergewichtsmauern.

Einige Ausführungsbeispiele.

Die Schwarzenbachsperre (Baden) [2]) (vgl. Abb. 36) ist eine Schwergewichtsmauer von 64 m Höhe (Gründungssohle bis Krone) und 50 m Sohlenbreite. Im Grundriß ist sie schwach gewölbt. Mauerwerksinhalt: 290 000 m³. Das überschüssige Wasser wird im mittleren Teil der Mauer mittels freier Überfallschwellen über die Mauer abgeleitet und in einem geräumigen Tosbecken am Fuße der Mauer aufge-

---

[1]) Kelen: Die Staumauern. Berlin: Julius Springer 1926, S. 185.

[2]) Enzweiler: Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Bauingenieur 1925 Nr. 11.

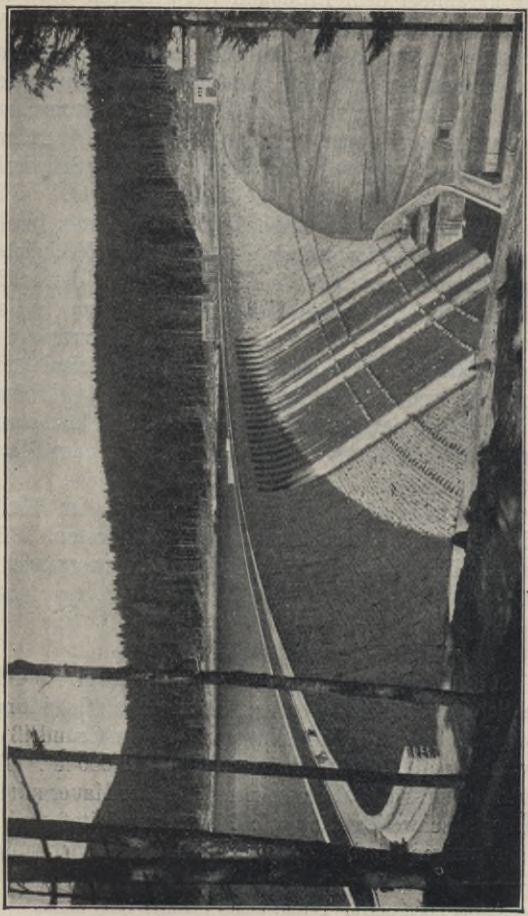


Abb. 36. Schwarzenbach-Talsperre. (Badenwerk, Karlsruhe.)

fangen. Die Mauer ist in Gußbeton mit Felsblockeinlagen erbaut. Der Gußbeton und die Einlagesteine wurden mittels Kabelkran eingebracht.

Gewölbemauer Montejaque[1]) (Spanien). Aus der

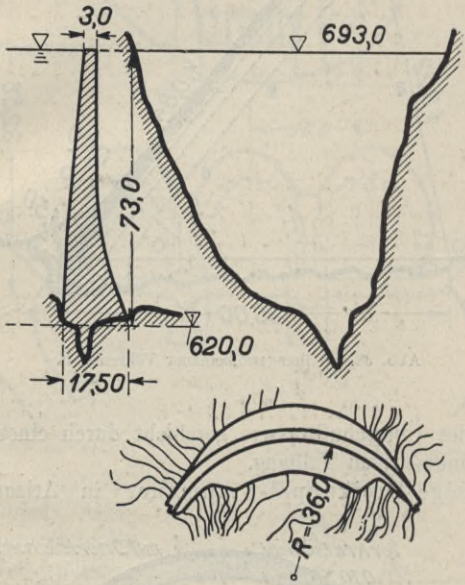


Abb. 37. Gewölbestaumauer Montejaque.

vorstehenden Skizze (Abb. 37) sind die Hauptabmessungen zu ersehen. Der Mauerwerksinhalt beträgt 27 000 m³. Die Mauer wurde in Gußbeton ausgeführt.

Gewölbereihenmauer Vöhrenbach (Schwarzwald)[2]). Die Ausführung ist aus Abb. 38 und 39 zu ersehen. Die Ab-

[1]) Schweizerische Bauzeitung vom 28. 3. 1925.
[2]) Maier: Das Kraftwerk Vöhrenbach. Bauingenieur 1923, Nr. 4.

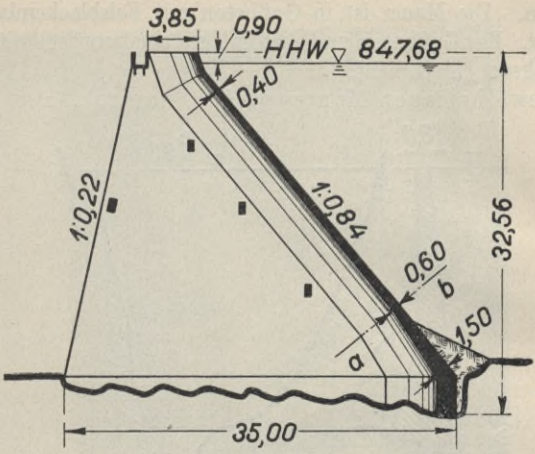


Abb. 38. Reihengewölbemauer Vöhrenbach.

leitung des Überschußwassers geschieht durch einen Überfall im linksseitigen Talhang.

Coolidge-Dreikuppel-Staumauer in Arizona (U.

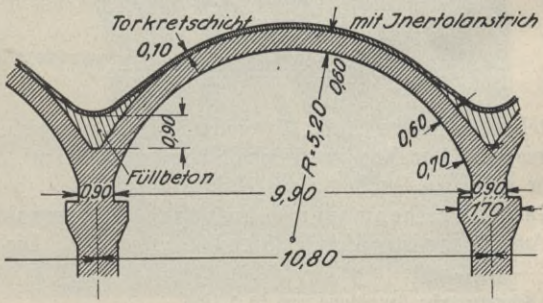


Abb. 39. Schnitt a—b durch das Gewölbe der Vöhrenbachsperre.

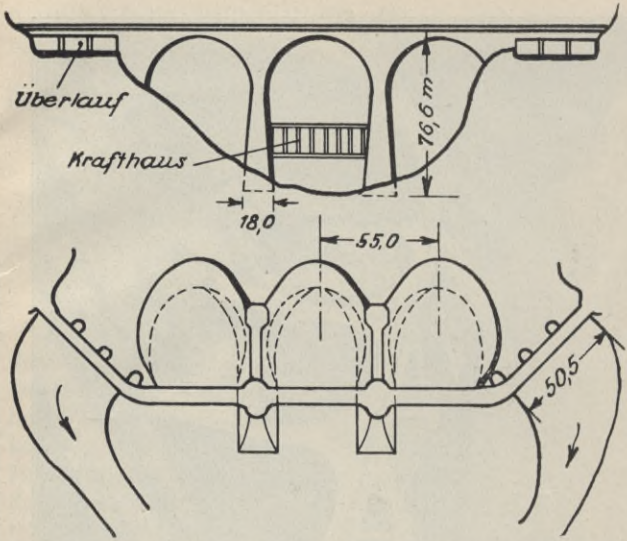


Abb. 40 und 41. Ansicht und Grundriß der Coolidge-Dreikuppel-Staumauer.

S. A.)[1]). Statisch noch günstiger als der Kreiszylinder ist die Kuppel. Allerdings verursacht die Kuppel größere Schalungskosten. Eine interessante Ausführung einer Kuppelstaumauer ist die soeben in

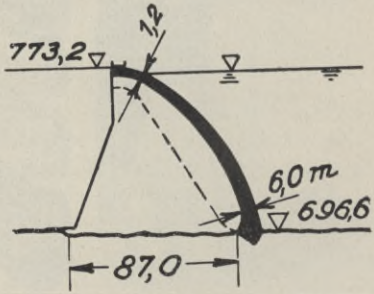


Abb. 42. Schnitt durch das Gewölbe der Coolidge-Staumauer.

[1]) Eng. News. Rec. vom 13. u. 20. Sept. 1928. Auszug im Bauingenieur 1929. Nr. 1.

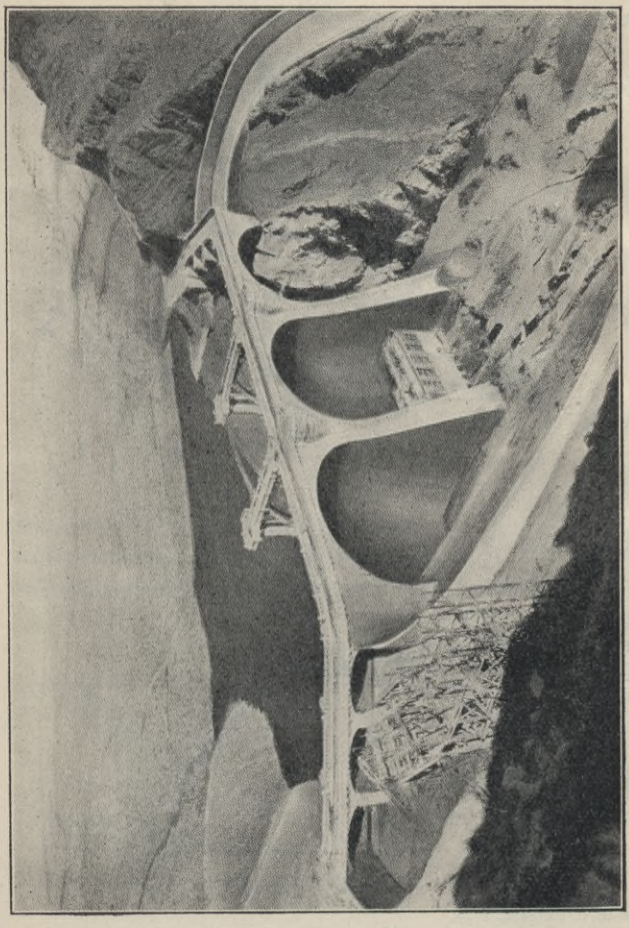


Abb. 43. Coolidge-Dreikuppel-Staumauer (Engineer).

Amerika fertiggestellte Coolidge-Mauer (vgl. Abb. 40 bis 43).

Dix-River-Damm[1]) ist ein Steinbrocken-Damm (rockfill-dam) von 87 m Höhe.

Berechnung und Konstruktion von Stauwerken.

Statische Berechnung der Stauwerke[2]).

Die Grundform für massive Staukörper ist das Dreieck, dessen Spitze auf Höhe des höchsten Wasserspiegels liegt (Abb. 44). Damit keine Zugspannungen im Mauerwerk auftreten, muß die Resultierende der äußeren Kräfte sowohl bei vollem als auch bei leerem Becken innerhalb der Drittelpunkte der Grundlinie liegen.

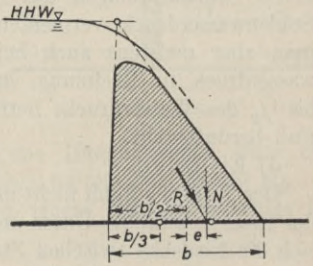


Abb. 44.

Als äußere Kräfte kommen in Betracht:

a) Das Eigengewicht.

Man wird bestrebt sein, das Raumeinheitsgewicht des Mauerwerks so groß wie irgend möglich zu machen. Bei der Schwarzenbachsperre (vgl. S. 62) ist zum Beispiel infolge Einlage von rund 17% Felsbrocken (bis zu 2 m³ groß) in den Gußbeton mit einem Raumeinheitsgewicht von 2,25 t/m³

---

[1]) Howson: World's Largest Rock-Fill-Dam Built on Dix River. Eng. News Rec. Vol. 94 Nr. 14, S. 548 und Design Considerations in Dix River Rockfill Dam. Eng. News Rec. Vol. 94 Nr. 26, S. 1058.

[2]) Die Unterlagen zu einer eingehenden Berechnung von Staukörpern finden sich in Kelen: Die Staumauern, Berlin: Julius Springer 1926.

gerechnet worden [1]). Im Durchschnitt kann man für das Raumeinheitsgewicht massiver Staukörper

$$\gamma = 2{,}2\ \mathrm{t/m^3}$$

setzen.

b) Der Wasserdruck.

c) Sohlenwasserdruck.

Der Sohlenwasserdruck ist je nach der Beschaffenheit des Untergrundes sehr verschieden. Bei kiesigem Untergrund muß unter Umständen der volle Sohlenwasserdruck in Rechnung gesetzt werden. Bei Gründung auf Fels wird sich bei guter Felsbeschaffenheit, allenfallsiger Verdichtung durch Zementeinpressungen und bei nötigenfalls angeordneten Sohlendrainagen das Auftreten von nennenswertem Sohlenwasserdruck vermeiden lassen. Zur Vorsicht setzt man aber meistens auch bei Felsgründung einen Sohlenwasserdruck in Rechnung, der am wasserseitigen Fuß $^1/_5$ bis $^1/_3$ des Wasserdrucks beträgt und auf 0 am luftseitigen Fuß heruntergeht.

d) Eisdruck.

Der Eisdruck kann nicht größer werden als die Plastizität des Eises es zuläßt. Unter ungünstigen Verhältnissen, wenn sich die Eisdecke zwischen Staukörper und Ufer verspannen kann, kann man nach Untersuchungen von Royen bei 1 m Eisstärke mit 30 t/m rechnen. Bei genügend großer Eisfläche kann man diesen Wert bedeutend reduzieren, unter Umständen auch ganz vernachlässigen [2]).

e) Erddruck.

Unter Umständen ist damit zu rechnen, daß der Stauraum teilweise, ausnahmsweise auch ganz mit Geschiebe angefüllt wird. Neben den Wasserdruck ist dann noch der Erddruck dieser Geschiebehinterfüllung zu berücksichtigen. Als Raum-

[1]) Enzweiler: Der Bau der Schwarzenbachtalsperre. Bauingenieur 1925. Nr. 11. S. 402.

[2]) Vgl. Ludin: Die Nordischen Wasserkräfte. Abschnitt 27. Berlin: Springer 1929.

einheitsgewicht ist dabei aber nur das um das Raumeinheitsgewicht des Wassers ($\gamma = 1{,}0\ m^3/sek$) verminderte Raumeinheitsgewicht der Auflandung in Ansatz zu bringen (also z. B. 1,8—1,0 = 0,8).

f) Luftdruck.

Bei nicht belüftetem Überfallstrahl (vgl. Abb. 45) entsteht zwischen Strahl und Stauwand ein Unterdruck, wodurch infolge des Atmosphärendruckes eine entsprechende äußere Kraft auf die Stauwand bedingt ist. Um dies zu vermeiden, wird man für ausreichende Belüftung von Überfallstrahlen besorgt sein. Dies empfiehlt sich auch aus folgendem Grund. Bricht bei einem unbelüfteten Überfallstrahl plötzlich Luft, zum Beispiel durch das Hängenbleiben eines beischwimmenden Baumstammes, hinter dem Strahl ein, so ist dies gleichbedeutend mit einem Entlastungsschlag für das Bauwerk.

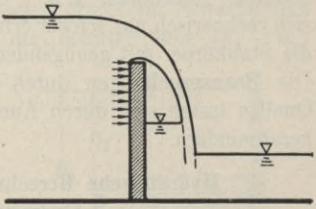


Abb. 45.

Nachdem man dann durch Zusammensetzen der äußeren Kräfte die Resultierende gefunden hat, ergibt sich für die Randspannungen folgender Wert:

$$\sigma = \frac{N}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right). \qquad (6)$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 44.

σ = Randspannung in t/m^2 (das eine Vorzeichen ergibt die Spannung am wasserseitigen, das andere am luftseitigen Fuß)

N = Normalkomponente der Resultierenden der äußeren, auf 1 laufenden m des Staukörpers wirkenden Kräfte in t

b = Breite der Lagerfuge in m
e = Exzentrizität der Resultierenden in m.

Außer durch die oben aufgeführten äußeren Kräfte kommen noch folgende Beanspruchungen in Frage: durch Temperaturänderungen; durch das Schwinden oder Quellen des Mauerwerks; dynamische Beanspruchung durch Stoß- und Saugwirkung (Vibrationen) des überströmenden bzw. ausfließenden Wassers, Stoßwirkung anschwimmender Baumstämme, Eisschollen u. ä. Diese Beanspruchungen lassen sich rechnerisch nur schwer erfassen. Es empfiehlt sich daher, die Staukörper mit genügender Sicherheit zu dimensionieren. Die Beanspruchungen durch Temperatur, Schwinden und Quellen lassen sich durch Anordnung von Fugen erheblich herabmindern.

Hydraulische Berechnung der Stauwerke.

Hydrostatisches.

Der Wasserdruck auf eine senkrechte Wand beträgt (vgl. Abb. 46)

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot h^2 \qquad (7)$$

P = Wasserdruck in t
γ = Raumeinheitsgewicht der Flüssigkeit in t/m³ (Wasser: $\gamma = 1$)
b = Breite der Wand in m
h = Wassertiefe in m

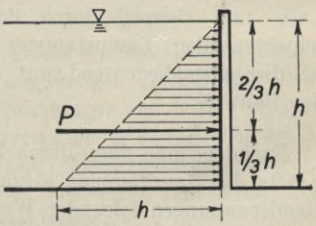


Abb. 46.

Die Ableitung dieser Formel ergibt sich in anschaulicher Weise aus der Druckdreieckfläche der Abb. 44. Der resultierende Wasserdruck P greift in Höhe des Druckdreiecksschwerpunktes, also in h/3 an.

Für eine schiefe Wand ergibt sich nach Abb. 47

$$P = \frac{\gamma \cdot b \cdot h^2}{2 \cdot \sin \alpha} \qquad (8)$$

P, γ, b, h siehe Formel (7)
α = Neigungswinkel der Wand mit der Horizontalen

Der Wasserdruck auf ein Absperrschütz ergibt sich zu (vgl. Abb. 48):

$$P = \tfrac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot (h_2^2 - h_1^2) \qquad (9)$$

P, γ, b siehe Formel (7)
h_1, h_2 siehe Abb. 48

Der resultierende Wasserdruck P greift im Schwerpunkt des Drucktrapezes an. Ist die Schützenhöhe $(h_2 - h_1)$

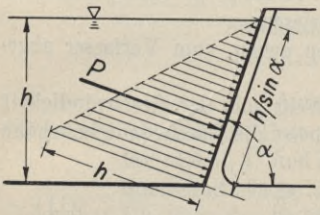


Abb. 47.

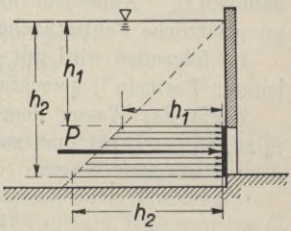


Abb. 48.

gegenüber h_1 klein, so ergibt sich mit praktisch genügender Genauigkeit

$$P = \gamma \cdot h_m \cdot F \qquad (10)$$

P, γ siehe Formel (7)
h_m = Wasserdruckhöhe in der Mitte des Schützes in m
F = Schützenfläche in m²

Abb. 49 veranschaulicht die Verhältnisse bei Gegendruck vom Unterwasser her: von der Druckdreieck-

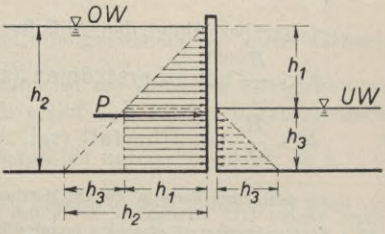


Abb. 49.

fläche des Oberwassers geht die kleinere Gegendruckdreiecksfläche des Unterwassers ab, so daß als wirksame Druckfläche das aus Abb. 49 ersichtliche Drucktrapez entsteht.

Überströmen und Überfall.
(Wehrformeln)

Seither wurden Wehre mit „vollkommenem“ und „unvollkommenem“ Überfall unterschieden. Die entsprechenden Formeln, insbesonders diejenigen für den unvollkommenen Überfall waren aber im Gebrauch recht unhandlich [1]). Außerdem hat Verfasser in ihrer Ableitung grundsätzliche Fehler nachgewiesen.

Im folgenden wird mit den neuen, vom Verfasser abgeleiteten Formeln [2]) gerechnet.

Fließt das Wasser dem Wehr mit der Geschwindigkeit v_0 zu, so berechnet man zunächst die Geschwindigkeitshöhe des zufließenden Wassers

$$h_k = \frac{v_0^2}{2g}. \qquad (11)$$

Durch Auftragen dieser Höhe über den Oberwasserspiegel erhält man den „Energiehorizont“ (vgl. Abb. 50).

Liegt nun das Unterwasser h und die Wehrkrone H unter dem Energiehorizont, so hat man zu unterscheiden, ob $h \lesseqgtr \frac{H}{3}$ ist.

Verfasser bezeichnet den Abflußvorgang bei

$h < \frac{H}{3}$ mit Überströmen (vgl. Abb. 50),

$h > \frac{H}{3}$ mit Überfall (vgl. Abb. 51).

---

[1]) Die seitherigen Formeln, die auf Marchese G. Poleni, De motu aquae mixto, Patavii 1717 zurückgehen, finden sich in jedem Hydrauliklehrbuch, vgl. z. B.; Forchheimer: Hydraulik. Leipzig: Teubner 1924.

[2]) Vgl. Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929.

Die verschiedenen, den Abflußvorgang störenden Einflüsse müssen durch einen Ausflußbeiwert m berücksichtigt werden. Dieser erfaßt den Einfluß der Reibung, Turbulenz, Kontraktion, Luftdruck (Ejektorwirkung) u. ä. m. Reibung, Turbulenz und Kontraktion wirken abflußmindernd, wogegen durch die hebernde Ejektorwirkung eine Abflußvermehrung eintritt. Diese kann so stark werden, daß „m" Werte größer als 1 erreicht.

Es ergeben sich folgende Formeln, die sowohl für den Abfluß über Wehre, als auch für das Einströmen in Kanäle gelten (siehe S. 74).

Anwendungsbeispiele.
(Wehraufgaben)

Aufgabe 1.

Gegeben: Oberwasser-, Unterwasser-, Wehrkronenhöhe (damit also h', h'' und h_t); Wehrbreite b und Wasserquerschnittsfläche oberhalb des Wehres F_0.

Gesucht: Die über das Wehr abfließende Wassermenge Q.

Ist F_0 verhältnismäßig groß und dadurch $\frac{v_0^2}{2g}$ so klein, daß es praktisch vernachlässigt werden kann, so fällt der Energiehorizont mit dem Oberwasserspiegel zusammen. Man kann dann die Aufgabe unmittelbar mit Gl. (12) bis (15) lösen.

Kann man die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v_0^2}{2g}$ nicht vernachlässigen, so hat man zunächst die Höhe des Energiehorizontes zu berechnen. Es ergibt sich hierfür folgender Rechnungsgang, wobei wiederum zu unterscheiden ist, ob $h \lesseqgtr \frac{H}{3}$ ist. Dabei ist jedoch zu beachten, daß zunächst h noch unbekannt ist. Meistens wird man es von vorne herein über-

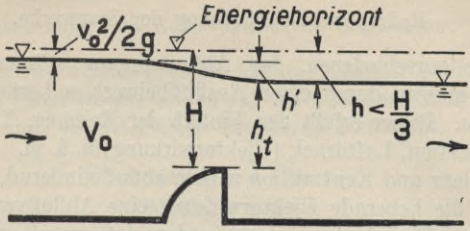


Abb. 50.

Überströmen: $h < \frac{H}{3}$ $\quad v = m \cdot \sqrt{2g \cdot h}$ (12)

$$Q = m \cdot b \cdot (H-h)\sqrt{2g \cdot h} \quad (13)$$

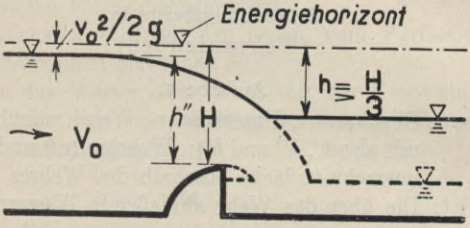


Abb. 51.

Überfall: $h \geqq \frac{H}{3}$ $\quad v = m \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{H}{3}}$ (14)

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{g}\left(\frac{2}{3}H\right)^{1,5} \quad (15)$$

v = Überströmungs- bzw. Einlaufgeschwindigkeit in m/sek
m = Ausflußbeiwert
Näherungswerte: gut ausgebildete Wehre m = 1,0
gut ausgebildeter Einlauf m = 0,95
g = Fallbeschleunigung in m/sek²
h = Fallhöhe vom Energiehorizont bis zum Unterwasserspiegel in m
H = Höhenunterschied zwischen Energiehorizont und Wehrkrone bzw. Einlaufschwelle in m
Q = Über- bzw. Einströmungswassermenge in m³/sek
b = Wehr- bzw. Einlaufbreite in m

sehen können, ob $h \lesseqgtr \frac{H}{3}$ wird, das heißt, ob es sich um ein „Überströmen" oder um einen „Überfall" handelt. In Zweifelsfällen führt man die Rechnung zunächst unter Annahme $h < \frac{H}{3}$ durch und prüft dann nach, ob man für h Werte $\lesseqgtr \frac{H}{3}$ erhält.

a) $h < \frac{H}{3}$.

Man erhält[1]) (für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 50 und 51 und Formel (12) bis (15)):

$$h = \frac{h'}{1 - \left(\frac{m \cdot b \cdot h_t}{F_0}\right)^2} \tag{16}$$

und damit

$$H = h + h_t. \tag{17}$$

Nun prüft man nach, ob $h \lesseqgtr \frac{H}{3}$ ist. Ist $h \leqq \frac{H}{3}$, so berechnet man die Abflußmenge Q nach Gleichung (13), die sich, da $(H - h) = h_t$ ist, folgendermaßen anschreiben läßt:

$$Q = m \cdot b \cdot h_t \cdot \sqrt{2\,g \cdot h}. \tag{18}$$

Ergibt sich dagegen $h > \frac{H}{3}$, so muß man wie folgt rechnen:

b) $h \gtreqless \frac{H}{3}$.

Es ergibt sich für H eine Gleichung 3. Grades, die nach Einführung eines Hilfswinkels φ folgende Lösung ergibt:

$$H = -\frac{3\,F_0}{m \cdot b} \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 60^0\right) \tag{19}$$

wobei $\cos \varphi = -\frac{m \cdot b \cdot h''}{F_0}$.

[1]) Für die Ableitung der Formeln siehe Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929. S. 20.

Hat man nun mit dieser Gleichung H gefunden, so ergibt sich die Abflußwassermenge Q nach Gleichung (15) zu

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{g} \left(\frac{2}{3} H\right)^{1,5}.$$

Zahlenbeispiel:

a) Gegeben: $h' = 0{,}50$ m
$h_t = 2{,}50$ m
$b = 20{,}00$ m
$F_0 = 120$ m²
Gesucht: Q

Der Ausflußbeiwert werde zu $m = 1$ angenommen. Es ist zu vermuten, daß es sich bei vorliegendem Beispiel um ein Überströmen handelt, daß also $h < \frac{H}{3}$ ist. Man erhält dementsprechend mit Gl. (16)

$$h = \frac{0{,}50}{1 - \left(\frac{1 \cdot 20 \cdot 2{,}50}{120}\right)^2} = 0{,}605 \text{ m}.$$

und damit nach Gleichung (17)

$$H = 0{,}605 + 2{,}50 = 3{,}105 \text{ m}.$$

Wie wir bereits geschätzt hatten, ist $h < \frac{H}{3}$. Man berechnet also Q mit Gleichung (18)

$$Q = 1 \cdot 20 \cdot 2{,}50 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}605} = 172 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

b) Gegeben: $h' = 2{,}50$ m
$h'' = 3{,}00$ m
$b = 20{,}00$ m
$F_0 = 120$ m²
Gesucht: Q

Man kann mit Sicherheit annehmen, daß es sich um einen Überfall handelt. Der Ausflußbeiwert werde zu $m = 1$ angenommen. Man erhält dann nach Gl. (19)

$$\cos \varphi = -\frac{1 \cdot 20{,}00 \cdot 3{,}00}{120} = -0{,}5.$$

Da $\cos\varphi$ einen negativen Wert ergibt, ist $\varphi > 90^0$. Man bestimmt zunächst den Überschußwinkel über 90^0, indem man den sin des Überschußwinkels $= + 0{,}5$ setzt.

Hieraus ergibt sich der Überschußwinkel zu 30^0 und damit

$$\varphi = 90^0 + 30^0 = 120^0.$$

Damit erhält man mit Gl. (19)

$$H = -\frac{3 \cdot 120}{1 \cdot 20{,}00} \cos\left(\frac{120^0}{3} + 60^0\right)$$

$$H = -18 \cdot \cos 100^0.$$

Der cos von 100^0 ist gleich dem negativen Sinus des Überschusses über 90^0, also $= -\sin 10^0$, also:

$$H = 18 \cdot 0{,}1736 = 3{,}125 \text{ m}.$$

Mit Gleichung (15) erhält man dann

$$Q = 1 \cdot 20{,}00 \cdot \sqrt{9{,}81} \cdot \left(\frac{2}{3}\, 3{,}125\right)^{1,5} = 188 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Aufgabe 2.

Gegeben: Ober- und Unterwasserhöhe, die Wasserquerschnittsfläche oberhalb des Wehres F_o; die Wehrbreite b und die über das Wehr abzuführende Wassermenge Q.

Gesucht: Die nötige Höhenlage der Wehrkrone.

Zunächst bestimmt man die Höhenlage des Energiehorizontes, in den man die Zulaufgeschwindigkeitshöhe

$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot F_0^2}$$

zur Oberwasserspiegelhöhe hinzufügt. Die Höhe des Unterwassers ist gegeben. Der Höhenunterschied zwischen Energiehorizont und Unterwasser ergibt also h.

Nun untersucht man, ob

$$h \lesseqgtr \sqrt[3]{\frac{1}{8g}\left(\frac{Q}{m \cdot b}\right)^2}.$$

Im Falle $h <$ handelt es sich um ein Überströmen, im Falle $h >$ um einen Überfall.

a) $$h < \sqrt[3]{\frac{1}{8g}\left(\frac{Q}{m \cdot b}\right)^2}.$$

Man erhält für die nötige Tiefe H der Wehrkrone unter dem Energiehorizont:

$$H = \frac{Q}{m \cdot b \sqrt{2g \cdot h}} + h. \tag{20}$$

b) $$h > \sqrt[3]{\frac{1}{8g}\left(\frac{Q}{m \cdot b}\right)^2}$$

$$H = \sqrt[3]{\frac{27}{8g}\left(\frac{Q}{m \cdot b}\right)^2}. \tag{21}$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 50 und 51 und Gleichungen (12) ÷ (15).

Aufgabe 3.

Gegeben: Oberwasser-, Unterwasser-, Wehrkronenhöhe, Wasserquerschnittsfläche oberhalb des Wehres F_0 und die durch das Wehr abzuführende Wassermenge Q.

Gesucht: Die nötige Öffnungsbreite b.

Zunächst bestimmen wir wiederum die Höhenlage des Energiehorizontes, indem wir die Geschwindigkeitshöhe des zufließenden Wassers

$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g \cdot F_0^2}$$

zur Höhe des Oberwasserspiegels hinzufügen, wonach sich h und H berechnen lassen. Nun prüft man, ob $h \lesseqgtr \frac{H}{3}$

ist, das heißt, ob man es mit einem „Überströmen“ oder einem „Überfall“ zu tun hat.

a) $h < \frac{H}{3}$.

Aus der Überströmungsgleichung Gl. (13) kann man unmittelbar ableiten:

$$b = \frac{Q}{m \cdot (H - h) \cdot \sqrt{2g \cdot h}}. \tag{22}$$

b) $h \gtreqless \frac{H}{3}$

ebenso aus der Überfallgleichung Gl. (15)

$$b = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{2}{3} H\right)^{1,5}}. \tag{23}$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 50 und 51 und die Formeln (12) bis (15).

Die oben behandelte Aufgabe kommt besonders häufig vor, wenn es sich darum handelt, die nötige Durchflußbreite zwischen Baugrubenspundwänden oder für Grundablässe zu berechnen. Wird dabei $h > \frac{H}{3}$, so entsteht das in Abb. 52 dargestellte charakteristische Abflußbild.

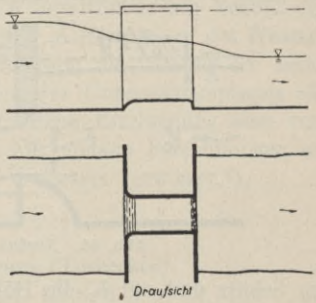


Abb. 52.

Der Wasserspiegel sinkt zunächst etwa auf $\frac{H}{3}$ ab, um dann am unteren Ende der Spundwand (Pfeilerwand) in

einem zweiten Absturz auf die Höhe des Unterwassers abzufallen.

Ausfluß.

Die seitherigen Ausflußformeln sind ebenso wie die Wehrformeln im Gebrauch sehr unhandlich und enthalten die-

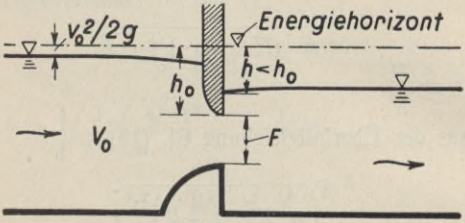


Abb. 53. Ausfluß unter Wasser.

selben Fehler. Im folgenden sind die vom Verfasser abgeleiteten Formeln[1]) verwandt. Bezeichnet man mit h die Höhe zwischen Energiehorizont und Unterwasserspiegel

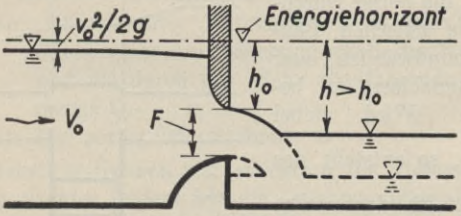


Abb. 54. Ausfluß über Wasser.

am Schütz und mit h_o die Höhe zwischen Energiehorizont und Oberkante Ausflußöffnung (vgl. Abb. 53 und 54), so unterscheidet Verfasser, je nachdem $h \lesseqgtr h_0$:

---

[1]) Vgl. Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929. S. 12.

$h < h_0$ „Ausfluß unter Wasser“ (vgl. Abb. 53)
$h > h_0$ „Ausfluß über Wasser“ (vgl. Abb. 54).

Man erhält dann für die Ausflußgeschwindigkeit und die Ausflußmenge folgende Formeln:

$$h < h_0 \qquad v = m \cdot \sqrt{2g \cdot h} \qquad (24)$$

$$Q = m \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot h} \qquad (25)$$

$$h > h_0 \qquad v = m \cdot \sqrt{2g \cdot h_0} \qquad (26)$$

$$Q = m \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot h_0} \qquad (27)$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 53 u. 54.
h = Fallhöhe vom Energiehorizont bis zum Unterwasserspiegel am Schütz in m
h_0 = Höhe vom Energiehorizont bis zur Oberkante der Ausflußöffnung in m
v = Ausflußgeschwindigkeit in m/sek
m = Ausflußbeiwert, für gut ausgebildete Ausflußöffnungen angenähert m = 0,95
g = Fallbeschleunigung in m/sek²
Q = Ausflußwassermenge in m³/sek
F = Fläche der Ausflußöffnung in m²

Es ist zu beachten, daß h unmittelbar am Schütz gemessen werden muß. Infolge des „Auflaufens“ des Wassers (Stützkraftsatz) stellt sich nämlich am Schütz ein mehr oder weniger starkes Absinken des Unterwasserspiegels ein (vgl. Abb. 53). Vielfach wird diese Erscheinung aber vernachlässigt werden können. Für genaue Berechnungen sei auf die Veröffentlichung des Verfassers verwiesen [1]).

Energieverzehrung (Tosbecken).

(Vgl. auch Bd. II, S. 88.)

Betrachten wir den Verlauf der Energielinie im Bereich eines Wehres (vgl. Abb. 55), so finden wir, daß ein beträcht-

[1]) Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929. S. 33.

licher Teil der Energie in den Wirbeln und Walzen am Fuß des Wehres „verzehrt“ [1]) wird.

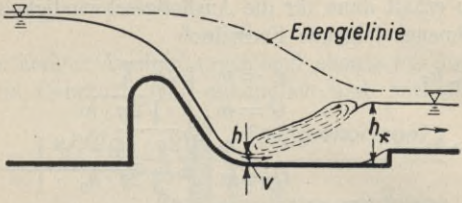


Abb. 55. Mindesttiefe von Tosbecken.

Man kann nun auf Grund des Stützkraftsatzes die für ein Tosbecken nötige Mindesttiefe berechnen [2]). Man erhält hierfür angenähert, wenn die Zuflußgeschwindigkeit v gegenüber der Abflußgeschwindigkeit groß ist:

$$h_x = \sqrt{\frac{2\,Q \cdot v}{g \cdot b}}. \qquad (28)$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 55 u. 56.
h_x = Mindesttiefe des Tosbeckens in m
Q = Zuflußwassermenge in m^3/sek
v = Zuflußgeschwindigkeit des Schußstrahles in m/sek
g = Fallbeschleunigung in m/sek^2
b = Breite des Tosbeckens in m

Gleichung (28) gilt sowohl für den Schußstrahl eines Überfallwehres (vgl. Abb. 55) als auch für denjenigen eines Grundablasses (Abb. 56) oder für eine Kombination aus beiden. Die Mindesttiefe h_x wird immer dann erreicht, wenn der Fuß des Schußstrahles eben „ungedeckt“ ist. Geht man dann mit dem Unterwasserspiegel noch et-

[1]) An Stelle des seither üblichen Ausdruckes der „Energievernichtung“ oder „Energieumwandlung“ verwendet Ludin den den Vorgang besser bezeichnenden Begriff „Energieverzehrung“ (vgl. Ludin: Modellversuche für die Schußrinne des Shannon-Kraftwerkes, Bauingenieur 1928. Heft 11).

[2]) Bundschu: Angewandte Hydraulik. Berlin: Julius Springer 1929. S. 40.

was tiefer, so „bläst“ die Deckwalze „weg“. Man erkennt also, daß die Mindesttiefe einen „Grenzzustand“ im labilen Gleichgewicht darstellt. Man wird also bei praktischen Ausführungen immer zur theoretisch berechneten Mindesttiefe noch einen genügenden Sicherheitszuschlag hinzufügen.

Zahlenbeispiel:
(Vgl. Abb. 56.)

Aus einer Grundablaßöffnung, die $h_o = 8{,}50$ m unter Stauziel liegt, ergieße sich das Wasser in ein 3,00 m breites Unterwassergerinne. Die Breite der Ausflußöffnung betrage $b = 1{,}00$ m, ihre Höhe $h_t = 0{,}50$ m. Die Sohle des Tosbeckens liege 1,00 m unter der Unterkante der Ausflußöffnung. Gesucht ist die Mindesttiefe h_x des Tosbeckens.

Es handelt sich zunächst darum, die Strahlstärke h zu ermitteln. Die streng mathematische Berechnung von h führt auf eine Gleichung 3. Grades für h. Im vorliegenden Falle genügt es aber, h zu schätzen. Wir schätzen $h = 0{,}16$ m, also auf etwas weniger als $^1/_3$ der Öffnungshöhe, da die Breite des Untergerinnes 3 mal größer ist als diejenige der Ausflußöffnung, und da infolge der Fallbeschleunigung zwischen Ausflußöffnung und Tosbeckensohle die Fließgeschwindigkeit sich noch etwas über die Ausflußgeschwindigkeit erhöhen wird.

Als Fallhöhe haben wir also

$$10{,}00 - 0{,}16 = 9{,}84 \text{ m}$$

und erhalten daraus mit einem mittleren Ausflußbeiwert $m = 0{,}95$ die Fließgeschwindigkeit

$$v = m\sqrt{2g \cdot 9{,}84} = 13{,}2 \text{ m/sek.}$$

Die Ausflußmenge ergibt sich zu (vgl. S. 81):

$$Q = m \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot h_0} = 0{,}95 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}00\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 8{,}50} = 6{,}14 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Damit erhält man mit Gl. (28) angenähert für die nötige Mindesttiefe h_x des Tosbeckens:

$$h_x = \sqrt{\frac{2 \cdot 6{,}14 \cdot 13{,}2}{9{,}81 \cdot 3{,}00}} = 2.35 \text{ m.}$$

(Die genaue Berechnung, vgl. Bundschu, Angewandte Hydraulik, S. 41 ergibt $h_x = 2{,}27$ m.)

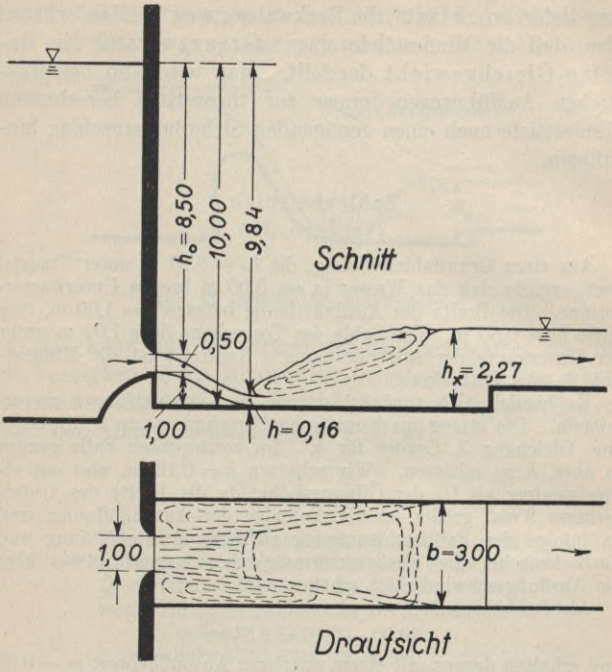


Abb. 56. Mindesttiefe von Tosbecken.

Um genügende Sicherheit gegen das „Wegblasen" der Deckwalze zu haben, gibt man hierzu noch einen Sicherheitszuschlag, so daß man die Tosbeckentiefe etwa zu 2,70 m wählen wird.

Konstruktive Ausbildung der Stauwerke.

(Siehe auch Abschnitt Baubetrieb Bd. II.)

Abb. 57 zeigt das normale Profil eines Wehres. Staumauern erhalten wasserseitig einen geringen Anzug, so daß das aus Abb. 58 ersichtliche Normalprofil entsteht. Um

ein Abgleiten zu verhindern, wird man die Sohle aufrauhen und die luftseitige Zehe des Staukörpers möglichst gut an gesunden Baugrund anlehnen (vgl. Abb. 59).

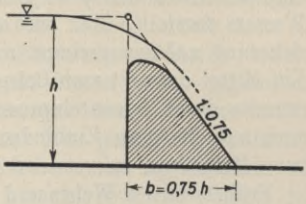


Abb. 57. Normalprofil eines Wehres.

Durch eine genügend tiefe Herdmauer oder bei rammfähigem Baugrund durch Schlagen von einer oder mehreren Spundwänden wird man das Durchsickern von Wasser unter dem Staukörper verhindern oder wenigstens auf ein unschädliches Maß herabdrücken.

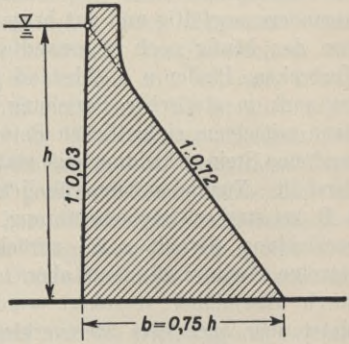


Abb. 58. Normalprofil einer Staumauer.

Das Durchsickern von Wasser unter dem Staukörper ist in vielfacher Beziehung nachteilig: Durch das Sickerwasser kann ein Sohlenwasserdruck entstehen, der die Standsicherheit des Bauwerkes vermindert. Ferner kann das Sickerwasser als Schmiermittel wirken und dadurch die Gleitsicherheit herabmindern. Außerdem kann durch Ausspülen des Untergrundes der Einsturz des Stauwerkes oder das Leerlaufen des Staubeckens infolge Grundbruches verursacht werden. Letzten Endes stellt alles Sickerwasser

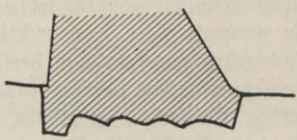


Abb. 59.

Verlust an Werkwasser dar. Je wertvoller das Wasser, z. B. bei Hochdruckspitzenwerken, desto größer ist auch der Kapitalverlust, den jeder Sekundenliter verlorengegangenen Wassers darstellt. Man wird daher bestrebt sein, die Durchsickerung auf das geringst mögliche Maß herabzudrücken. Ein Mittel dazu ist zum Beispiel die Verdichtung des Untergrundes durch Zementeinpressungen. Besondere Sorgfalt ist auch auf das gute Einbinden des Staukörpers in die Ufer bzw. Berghänge zu verwenden.

Früher wurden Wehre und Staumauern vielfach in Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Neuerdings aber, mit fortschreitender Mechanisierung des Baubetriebes, kommt fast ausschließlich Beton zur Verwendung. Bei Verwendung von besonders sorgfältig und gut hergestelltem Beton kann auch von den häufig noch angewandten Steinverkleidungen der Tosbecken, Pfeiler u. a. Abstand genommen werden. Dies ist auch in statischer Beziehung von Vorteil, da man es dann mit einem einheitlichen Betonkörper zu tun hat, während eine Steinverkleidung eine statisch unvorteilhafte Schale darstellt. Nur bei außergewöhnlich hohen Beanspruchungen, z. B. bei starker Geschiebeführung, wird man auf eine Steinverkleidung (Granit o. ä.) zurückgreifen müssen. Jeder einzelne Stein muß dann aber sorgfältig mit dem Beton durch Eisendübel verankert werden. Unter Umständen bietet aber auch eine Steinverkleidung keinen genügenden Schutz. Dann ist eine Panzerung durch Stahlplatten, die aber sehr kostspielig ist, vorzusehen. Eine Steinverkleidung nur aus architektonischen Gründen, wie man sie früher vielfach finden konnte, ist jedenfalls zu verwerfen, da sie als wesensfremdes Konstruktionselement die Schönheit des Bauwerkes meistens nur beeinträchtigen wird. Auch eine steinhauermäßige Bearbeitung (Stocken) der Betonoberfläche ist im Wasserbau möglichst zu vermeiden, da durch das Stocken die für die Dauerhaftigkeit des Betons wertvolle

Zementhaut abgeschlagen wird. Vielfach sind auch Steinverkleidungen (zum Beispiel mit Zementsteinen) vorgesehen worden, um dadurch die Schalung zu ersparen. Erfahrungsgemäß hält aber das Mauern die Betonierarbeit auf, so daß nur in Ausnahmefällen Ersparnisse dadurch erzielt werden können. Staukörper aus Beton haben gegenüber den früher üblichen aus Mauerwerk den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß sie zur Not geringe Zugspannungen aushalten können. Dies ist besonders im Hinblick auf den Auftrieb wertvoll, da bei Betonkörpern viel weniger die Gefahr klaffender Fugen, in denen der Auftrieb zur Wirkung kommen kann, besteht.

Zur Dichtung des Staukörpers sieht man je nach der Wasserdruckhöhe einen einfachen oder doppelten Glattstrich bzw. einfache oder mehrfache Torkretschichten vor. Jedenfalls empfiehlt sich ein Anstrich mit Goudron, Inertol o. ä., wenn nötig in mehrfacher Lage. Es ist auch schon versucht worden, z. B. bei der Wäggitalsperre, Schweiz (Gesamthöhe 109 m), die Dichtigkeit ohne eigentliche Dichtungsschicht allein durch geeignete Zusammensetzung der Zuschlagmaterialien und besonders sorgfältige Betonherstellung zu erzielen. Bei der Wäggitalsperre haben sich aber, wenn auch geringfügige, Durchsickerungen nicht vermeiden lassen.

Bei Staudämmen kann man die Dichtung auf zweierlei Arten erzielen: Man dichtet entweder die wasserseitige Böschung oder man bringt einen wasserdichten Kern ein. Im allgemeinen verdient erstere Ausführungsart den Vorzug, da sie statisch günstigere Verhältnisse schafft und die Dichtungsschicht bei entleertem See zugänglich ist. Bei der Anordnung eines Kernes muß man sich

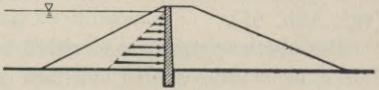


Abb. 60.

darüber klar sein, daß auf den Kern der volle Wasserdruck (vgl. Abb. 60) zur Wirkung kommt.

Bei Staudämmen ist besonderes Augenmerk auf die sichere Abführung des Überschußwassers zu verwenden, da ein Überströmen eines Staudammes meist gleichbedeutend mit seiner Zerstörung ist. Das Überschußwasser wird meistens durch seitlich in den Talhängen angebrachte Überfälle abgeleitet. Weiter ist Vorsicht geboten beim Anbringen des Grundablasses, da es schon vorgekommen ist, daß längs des Grundablasses durchsickerndes Wasser den Damm zum Einsturz gebracht hat. Bei hohen Dämmen verlegt man daher gerne den Grundablaß ganz außerhalb des Dammes durch Anordnung von Stollen in den seitlichen Talhängen.

Konstruktive Ausbildung der Stauwerke in hydraulischer Beziehung.

Kronen, Schwellen und Pfeiler müssen eine sachgemäße Ausrundung erhalten, damit eine turbulenz- und kontraktionslose und damit eine größtmögliche Wasserabführung er-

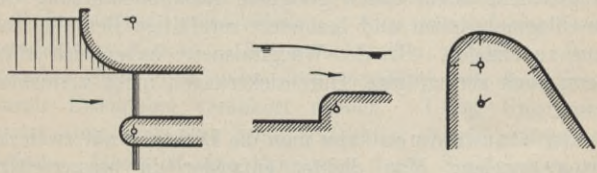


Abb. 61. Abrundung der Pfeiler, Schwellen und Kronen.

zielt wird. Aus Gründen der konstruktiven Einfachheit wird die Abrundung meistens aus Kreisprofilen hergestellt (vgl. Abb. 61).

Der oberwasserseitige Anschluß zwischen Landpfeiler und Böschung wurde seither vielfach durch eine windschiefe S-förmige Fläche hergestellt. Dies bietet aber gegenüber

der kreisförmigen Ausführung (vgl. Abb. 61) keine hydraulischen Vorteile. Die kreisförmige Ausführung verdient daher, da sie einfacher und billiger herzustellen ist, den Vorzug.

Am Fuße eines Wehres müssen zum Teil recht erhebliche Energiemengen verzehrt werden. Den zur Verzehrung der Energie nötigen Tosraum schafft sich die Natur entweder selbst in Form eines Kolkes oder man ordnet ein besonderes künstliches Tosbecken an. Vielfach wird eine Kom-

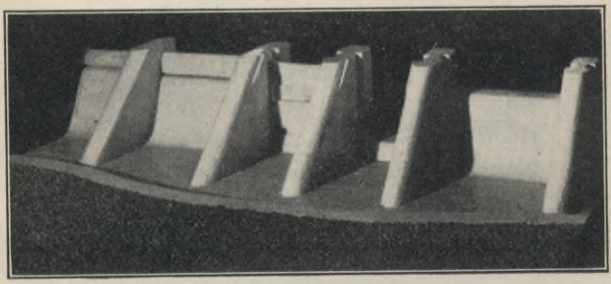


Abb. 62. Shannon-Wehr (Modell).

bination zwischen diesen zwei Möglichkeiten die wirtschaftlichste Ausführungsform darstellen. Jedenfalls ist es verfehlt, von vorne herein zu verlangen, daß hinter dem Wehr überhaupt kein Kolk entstehen soll. Man wird vielmehr nur verlangen, daß der Kolk den Bestand des Wehres nicht gefährdet und daß die Ufer nicht oder wenigstens nicht in unerwünschtem Ausmaß angefressen werden. Es empfiehlt sich, bereits in den Entwurfszeichnungen den zu erwartenden Kolk zur Darstellung zu bringen.

Je nach der hydraulischen Belastung, der Unterwassertiefe und der Fallhöhe zwischen Oberwasser und Unterwasser, kann die Ausbildung des Tosbeckens sehr verschieden

sein. Abb. 62 bis 65 zeigen die Ausbildung des Shannon-Wehres (Irland), wie sie auf Grund von Modellversuchen gewählt wurde [1]). Der Sturzboden ist auf Fels gegründet und durch eine Schwelle, deren Höhe etwa derjenigen der Flußsohle entspricht, abgeschlossen. Das Wasser stößt sich an der Schwelle, quillt hoch und speist die energieverzehrende

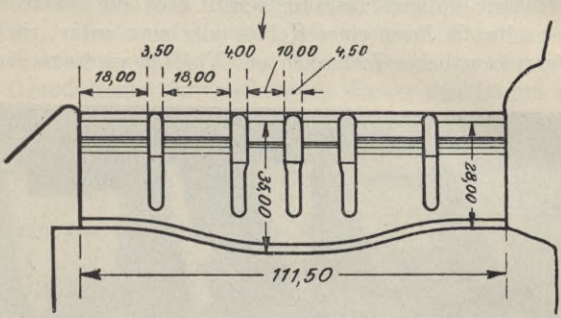


Abb. 63. Grundriß des Shannon-Wehres. Maßstab 1 : 2000. (Siemens-Bauunion-Berlin.)

Deckwalze. Durch senkrechte Ausbildung der Schwelle und dementsprechend starkes Hochquellen des Wassers wurde erreicht, daß die Walze auch bei verhältnismäßig niederen Unterwasserständen nicht weggeblasen wurde. In anderen Fällen, wo reichlich Unterwassertiefe vorhanden ist, kann man die Schwelle auch mit schräger, keilförmiger Stirnfläche ausbilden. Eine derartige Schwelle ist naturgemäß weniger den Angriffen durch das Geschiebe ausgesetzt, empfiehlt sich also besonders dann, wenn der Fluß reichlich Geschiebe abführt. Unter Umständen kann man auch

[1]) Ludin: Modellversuche für das Shannon-Wehr bei Parteen Villa. Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin. Nummer 3. Bauingeneur 1927, Heft 40. S. 730.

ganz auf eine Schwelle verzichten, oder man ordnet nur eine flach keilförmige Schwelle an.

Am Abschluß des Sturzbodens ist eine Herdmauer oder Spundwand anzuordnen, deren Tiefe so zu bemessen ist,

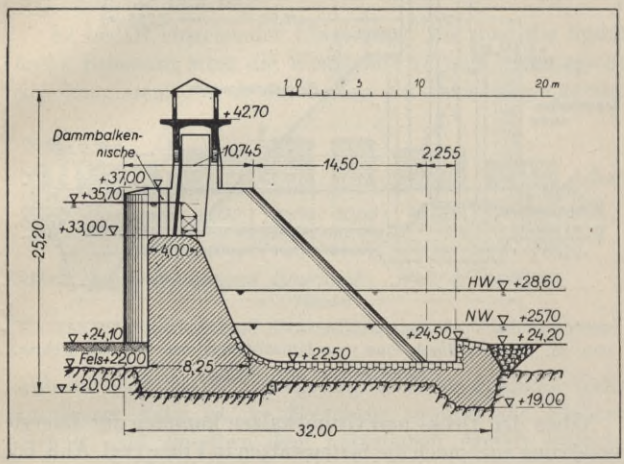


Abb. 64. Schnitt durch eine Wehröffnung des Shannon-Wehres. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

daß sie auch durch den tiefsten zu erwartenden Kolk nicht unterspült werden kann.

In geeigneten Fällen läßt sich mit Hilfe einer Keilschwelle eine sehr gute Energieverzehrung herbeiführen [1]). Rehbock empfiehlt die Anordnung von Zahnschwellen [2]), die zum Beispiel bei Ryburg-Schwörstadt ausgeführt wurden (s. S. 47).

---

[1]) Ludin: Kolkverhütung an Wehren. Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Techn. Hochschule Nr. 2. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1927. Nr. 5. S. 161.

[2]) Rehbock: Die Verhütung schädlicher Kolke bei Sturzbetten. Bauingenieur 1928. Heft 4 und 5.

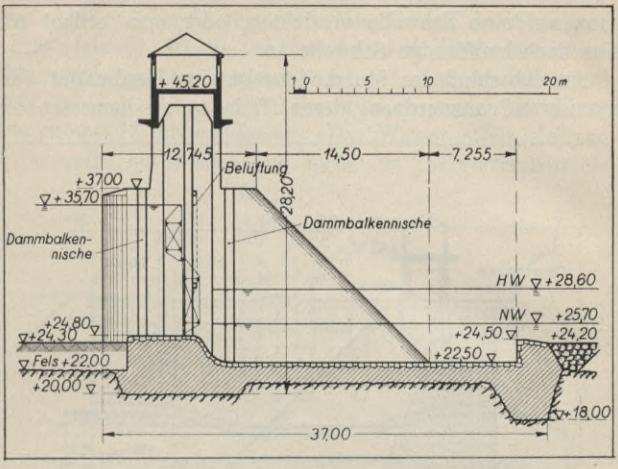


Abb. 65. Schnitt durch eine Grundablaßöffnung des Shannon-Wehres. (Siemens-Bauunion, Berlin.)

Neben den Deck- und Grundwalzen kommen zur Energieverzehrung auch noch die Seitenwalzen in Frage (vgl. Abb. 66). Durch seitliches Beiströmen des Wassers aus diesen Seitenwalzen in die Deck- oder Grundwalzen können diese wasserreicher gemacht werden, was gleichbedeutend mit einer Zunahme der Energieverzehrung ist. In Fällen, wo sich infolge zu niederen Unterwassers keine Deckwalze ausbilden kann, läßt sich durch derart seitlich beiströmendes Wasser oft wenigstens eine Deckschicht turbulenten Wassers herstellen, die ähnlich energieverzehrend wirkt wie eine Deckwalze.

Abb. 66.

Um dieses seitliche Beiströmen zu erleichtern, sind zum

Beispiel beim Shannon-Wehr die ursprünglich zum Einsetzen der Unterwasser-Dammbalken vorgesehenen Pfeilerverlängerungen weggelassen worden. Aus demselben Grunde erhielten die Pfeiler auch unterwasserseitig eine Abrundung (vgl. Abb. 62 und 63).

Es bedarf eingehender Überlegung, wie man die hydraulische Belastung über die Wehrbreite verteilt. Man zeichnet sich zu diesem Zweck am besten ein Belastungsdiagramm.

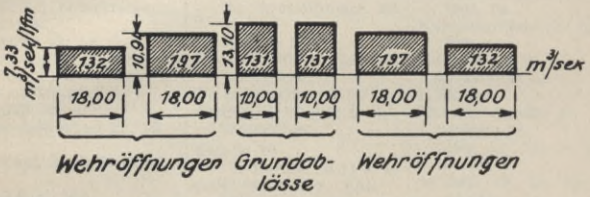


Abb. 67. Hydraulisches Belastungsdiagramm des Shannon-Wehres.

Abb. 67 zeigt das Belastungsdiagramm des Shannon-Wehres. In diesem Falle ist die Belastung so über die Flußbreite verteilt, daß sie etwa dem natürlichen Abfluß entspricht. Dementsprechend sind die Grundablässe mit ihrer verhältnismäßig starken Belastung in die Mitte verlegt, wogegen, um die Ufer zu schonen, die Uferöffnungen am geringsten belastet sind. Entsprechend der hydraulischen Belastung wurde auch die Länge des Tosbeckens bemessen, so daß dieses die aus Abb. 63 ersichtliche, in der Mitte ausgebauchte Form erhielt.

Auch im Betrieb des Wehres ist jederzeit auf eine zweckentsprechende, möglichst gleichmäßig auf die einzelnen Wehröffnungen verteilte hydraulische Belastung zu achten.

Die Berechnungsunterlagen für Tosbecken finden sich S. 82. Vergleiche außerdem Abschnitt Schußrinnen und Energieverzehrer Bd. II S. 88.

Für Bauprojekte, deren Verhältnisse sich nicht ohne weiteres, zum Beispiel auf Grund bereits ausgeführter Anlagen, übersehen lassen, empfiehlt sich die Durchführung von Modellversuchen [1]). Die Modelle sind in nicht zu kleinem Maßstab (wenigstens etwa 1: 50) auszuführen.

---

[1]) de Thierry: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Berlin: VDI-Verlag.

Schlagwortverzeichnis.

Absperrorgane Bd II 91
— Bsp. 18, 22
Auflaufen (Stützkraftsatz) 81, 82
Auftrieb 68, 87
Ausbaugröße 13; Bd II 121
Ausbaustrecke 8
Ausfluß 80
Ausgleichbecken 27, 30

Constant-Angle-Dam 60

Dachwehr 54
Dämme 59, 87, Bd II 8
Dammbalken 57
— Bsp. 18, 21, 25, 47, 49, 91, 92
Druckrohrleitung s. Rohrleitung.
Druckstollen s. Stollen

Einlaufbauwerk 17, 18, 23, Bd II 89
Eis 24, 46, 51, 53; Bd II 102
—druck 68
Energiehorizont 74, Bd II 38
Energielinie 82, Bd II 38
Energieverzehrer 81, 89, Bd II 88
Erddruck 68

Fallhöhe 8
Fallhöhenverluste 7; Bd II 40
Fallrohrleitung s. Turbinenleitung
Feinrechen s. Rechen
Fischpässe 58
Fließgeschwindigkeit für Kanäle Bd II 11
Fließgeschwindigkeit Bsp. 16
— für Rohrleitungen Bd II 34
Floßgassen 58
Franzisturbinen 18, 30; Bd II 112
Freiluftstation 17, 39
Freistrahlturbinen s. Peltonturbinen

Gefälle 10
— für Kanäle Bd II 9, 11
Gefällverluste s. Fallhöhenverluste
Generator 18, 21, 25, 31, 36, Bd II 111
Gerinne Bd II 13
Gesamtfallhöhe 10
Geschiebe 16, Bd II 125
Geschwindigkeitshöhe 72, Bd II 38
Getriebe 31, Bd II 113, 115
— Wirkungsgrad, Bd II 116
Gewölbemauer 59
Gewölbereihenmauer 59
Gezeitenwasserkraftanlagen 11
Gleitschützen 42
Grobrechen s. Rechen
Grundablaß 83, 88, 92
Gußbeton 61, 63, 67; Bd II 105

Heber Bd II 87, 91
Heizung
— vom Krafthaus 37
— von Wehren 46
— von Rechen Bd II 103
Herdmauer 24, 64, 85, 92
Hochdruckwerk 11
— Bsp. 26

Innwerk 15

Kachlet 15
Kanäle Bd II 1
— Bsp. 16
Kaplanturbinen 21; Bd II 111
Keilschwelle 91
Klappenwehr 53
Kolk 89
Kommandoraum 39
Krafthaus 34
— Bsp. 18, 21, 25, 29
Kran 35
— Bsp. 18, 25, 34, 38, 47, 49

Laufwerk 11
— Bsp. 15, 19
Leerschuß 19; Bd II 89
Leistung 12; Bd II 128
Leitwand im Turbinensaugschlauch 18, 21, 25; Bd II 111, 115
Luftdruck 69

Mitteldruckwerk 11
— Bsp. 15
Modellversuche 94
Murg-Schwarzenbach 15, 26

Nadelwehr 57
Niederdruckwerk 11
— Bsp. 19, 23
Notverschluß 57
Nutzfallhöhe 10
Nutzleistung 12

Peltonturbinen 31; Bd II 114
Pferdestärke 13; Bd II 128
Propellerturbinen 25; Bd II 109

Pumpen 31
— Wirkungsgrad Bd II 116
Pumpspeicheranlage 11
— Bsp. 15, 26, 34; Bd II 115

Rechen Bd II 98
— Bsp. 18, 21, 25
— im Wasserschloß Bd II 74, 86
—, Heizung Bd II 103
—, hydr. Verluste Bd II 40
—, Reinigung Bd II 102
Reihengewölbemauer 59
Rohrleitung Bd II 25
— Bsp. 18, 26, 29, 33; Bd II 29
—, wirtschaftlichste Bd II 34, 45
—, hydr. Berechnung Bd II 37
Ryburg-Schwörstadt 19

Saugschlauch Bd II 109
— Bsp. 18, 21, 25, 30
Schaltanlagen 38
Schiffsschleusen s. Schleusen
Schleusen 19, 23
Schützenwehr s. Wehre
Schußrinnen 17, Bd II 88
Schwarzenbach 15, 26, 61
Schwimmbalken 24
Segmentwehr 56
Sektorwehr 56
Senkung
— strecke 9
—, Berechnung Bd II 46
Senkungsstrecke 8
Shannonwerk 15
Sohlenwasserdruck 68, 87
Speicherbecken 11
— Bsp. 16, 26, 32, 61, 66
Speicherkraftwerk 11
— Bsp. 15, 16, 26, 33, 34
Speicherung 11; Bd II 124
Spitzendeckung 26; Bd II 124
Spitzenwerk 15
— Bsp. 26
Stau
— -Strecke 9
—, Berechnung Bd. II 46
— Bsp. 15, 19, 22
Staubecken s. Speicherbecken
Staudamm 59, 87
Staukraftwerk 10
— Bsp. 33
Staumauer 58
—, Normalprofil 85
—, stat. Berechnung 67
—, hydr. Berechnung 70
—, Bsp. 26, 33, 61
Stausee s. Speicherbecken
Staustrecke 8
Steinbrockendämme 59
Stollen Bd II 17
— Bsp. 27
Stützkraftsatz 81, 82

Talsperren 58
— Bsp. 27, 33, 61
Tosbecken 81, 89; Bd II 89
Transformatorenanlagen 38
Turbinen Bd. II 109
— Franzis- 18, 30; Bd II 112
— Kaplan- 21; Bd II 111
— Propeller 25
— Pelton- 31; Bd II 114
— Wirkungsgrad Bd II 110
Turbinenleitung 9; s. a. Rohrleitung

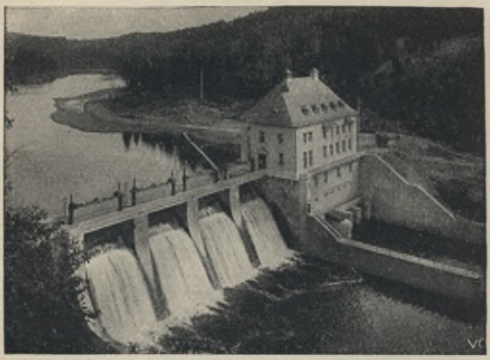
Überfall 72
Überströmen 72
Umleitungsstrecke 8

Walchensee 15
Walzen (hydr.) 82, 90; Bd. II 89
Walzenwehr 51
Wasserschloß Bd II 69
— Bsp. 18, 28; Bd.II 24, 72, 89
Wehre 41, 67, 89
—, feste 41, 85
— Schützen- 42
— — Bsp. 17, 20, 23, 89
— Walzen- 51
— Klappen- 53
— Segment- 55
— Sektor- 56
— Dammbalken- 57
— — Bsp. 18, 21, 25, 47, 49, 91, 92
— Nadel- 57
—, Normalprofil, 85
— Schwellen- 91
—, stat. Berechnung 67
—, hydr. Berechnung 70
—, konstruktive Ausbildung 88
—, Tosbecken 81, 89; Bd II 89
Werksfallhöhe 10
Wirkungsgrad 12
—, Pumpen Bd II 116
—, Turbinen Bd. II 110
—, Wasserräder Bd II 110, 116
—, Getriebe Bd II 116

Zahnschwelle 91
Zementeinpressungen 33, 68, 86; Bd II 20, 108

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61



Kraftwerk a. Höllenstein (Bayern). 4 Doppelwehrschützen, Breite je 8 m, sowie 3 Franzisturbinen von je 1340 Ps.

Schützen und Rechenanlagen
Schnellschluss-Schützen
Selbsttätige Stauklappen
Rechenreinigungsmaschinen
Wasserturbinen

J. M. VOITH, Heidenheim (Brenz), Württ.

Technisches Büro München:
Kontorhaus Stachus; Karlsplatz 24II; Fernruf 55687

2.00

S - 96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej
I-301272

Biblioteka Politechniki Krakowskiej
100000298000